Titre: Title:	Prévision de l'hydrogramme de rupture par submersion d'un barrage en enrochement avec masque amont de béton
Auteur: Author:	François Chiganne
Date:	2010
Type:	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
Référence: Citation:	Chiganne, F. (2010). Prévision de l'hydrogramme de rupture par submersion d'un barrage en enrochement avec masque amont de béton [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/463/

URL de PolyPublie: PolyPublie URL:	https://publications.polymtl.ca/463/
Directeurs de recherche: Advisors:	Tewfik Mahdi, & Claude Marche
Programme: Program:	Génie civil

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

PRÉVISION DE L'HYDROGRAMME DE RUPTURE PAR SUBMERSION D'UN BARRAGE EN ENROCHEMENT AVEC MASQUE AMONT DE BÉTON

FRANÇOIS CHIGANNE

DÉPARTEMENT DESGÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE CIVIL)

DÉCEMBRE 2010

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

PRÉVISION DE L'HYDROGRAMME DE RUPTURE PAR SUBMERSION D'UN BARRAGE EN ENROCHEMENT AVEC MASQUE AMONT DE BÉTON

Présenté par : CHIGANNE François

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. FUAMBA Musandji, Ph.D., président

M. MAHDI Tew-Fik, Ph.D., directeur de recherche

M. MARCHE Claude, D.Sc.A., codirecteur de recherche

M. KAHAWITA René, Ph.D., membre

« Vous savez ce que c'est que la recherche : on part sur une question et on trouve en cours de route des faits qui vous en posent une autre. »

Philippe Meyer, *Les Progrès du progrès*

DÉDICACE

À mes parents à qui j'en ai fait voir de toutes les couleurs durant les 16 dernières années de ma scolarité…

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier tout d'abord mes directeurs de maîtrise, M. Tew-fik Mahdi et M. Claude Marche pour leur aide et leurs conseils dont j'ai bénéficiés pendant toute cette année de maîtrise. Les réunions, surtout en début de projets, en permettant de débloquer des situations et d'avancer dans le projet ont été grandement appréciées.

Je remercieégalement Johan Jantzenavec qui j'ai en grande partie partagé ce projet de maîtrise, ainsi que de nombreuses excursions et parties de tennis…

Ma famille a bien évidemment une grande place dans ce volet remerciement. Sans le soutien de mes parents je n'aurais pas eut la possibilité de venir poursuivre mes études à l'école Polytechnique de Montréal et de réaliser ce projet. Et au-delà de ça, je les remercie, ainsi que mon frère et ma sœur, pour leur appui et leurs encouragements lors de toutes les étapes de ce projet.

Pour leurs conseils lors du début des mes travaux, j'adresse mes remerciements aux professeurs Maria-HélénaLeite et Michel Aubertin. Je remercie pareillement les personnes à Hydro-Québec qui ont pris le temps de m'envoyer les informations concernant le barrage que j'ai étudié, je pense à M. Martin Vallée, M. Jacky Deschênes et M. Sébastien Maisonneuve.

Et enfin , à toutes les personnes qui ont fait parti de ma vie durant ces 16 mois passé au Canada j'adresse mes sincères remerciements ; Arnaud pour toutes ces soirées que j'ai passé chez lui, Julien, Christian et Jonas pour avoir partagé jusqu'à un an de colocation avec moi, Steven, Mouna et Olivier pour ces nombreuses parties de cartes, ainsi qu'Alex, Amélie et encore bien d'autres.

RÉSUMÉ

Les normes concernant les ruptures de barrage en remblai par submersion prévoient une rupture en 30 minutes et la formation d'une brèche de largeur égale à quatre fois la hauteur maximale du barrage, sans considérations des caractéristiques du barrage.Laurent Masson, dans son mémoire « Évaluation du gain de sécurité relié au rehaussement d'une digue munie d'un élément d'étanchéité rigide » propose une méthode pour évaluer l'hydrogramme de rupture dans le cas de la submersion d'un barrage en remblai avec un rideau de béton. Dans sa continuité, l'objectif de se mémoire est de réaliser un modèle de calcul afin de traduire le comportement d'un barrage en remblai à masque amont en béton dans le cas de sa submersion.

Partant de la méthode du « Multiple WedgeAnalysis » utilisée par la U.S. Bureau of Reclamation, ce modèle incorpore des composantes géotechniques dans l'étude du glissement, hydraulique dans l'étude de la mise en mouvement des enrochements sous l'effet de la vitesse de l'eau et du gradient hydraulique, et également des composantes structurales dans l'étude de comportement du parapet et du masque de béton sous l'effet de la lame d'eau.

Une fois que les tableurs de calcul des facteurs de sécurité sont établis, nous étudions les mécanismes de rupture et les hydrogrammes de rupture pour différentes scénarios afin de le comparer à la norme. Les résultats obtenus dans ce mémoire tendent à infirmer l'applicabilité de la norme des (4H, 30 min) aux barrages en enrochements à masque amont de béton, la rupture du barrage étant beaucoup plus rapide que ne le prévoit la norme.

Une meilleure connaissance des scénarios de rupture dans le cas des barrages en remblai, et notamment des barrages hybrides alliant les propriétés des sols et du béton, permet d'améliorer la gestion des ressources et l'efficience des mesures de sécurité.

.

ABSTRACT

Safety standards about dam security predict a30 minute long failure of embankment dams by overflowing and a breach width equal to four times the dam height. In this thesis « Évaluation du gain de sécuritérelié au rehaussementd'unediguemunie d'un élémentd'étanchéitérigide », Laurent Masson gives a method to calculate the flooding failure hydrograph of an embankment dam with a concrete seal curtain. The purpose of this thesis is to make a calculation model to predict the impact of overflow on arockfill dam with a concrete mask in the upstream facing.

Beginning with the « Multiple Wedge Analysis » method used by the U.S. Bureau of Reclamation, this model has geotechnical components which are used to establish a model of sliding line, hydraulic components to study of incipient movement of rocks by high velocity gradients and drag forces, and finally structural components with the calculation of stresses in the mask and the parapet.

With the different models which give security factors for each failure mechanism, we study how these mechanism interfere with each other and once the failure scenario are done, we calculate failure hydrographs. In order to evaluate the applicability of safety standards used by Hydro-Québec, we compare these hyrographs with the one we obtain by using the (4H, 30 min) standards. The results tend to invalidate the (4H, 30 min) norm by giving faster failures.

A better knowledge of failure mechanism and scenarios for embankment dams and hybrid dams using both soil and concrete properties allows to improve the resources management and the efficiency of safety measures.

TABLE DES MATIÈRES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

$(P_{i-1} - P_i)$		Somme des forces horizontales appliquées au i$^{\text{ème}}$ bloc (kN)
$\bar{x}$		Valeur moyenne du coefficient de sensibilité (-)
A		Section d'écoulement (m^2)
	ou	Surface au miroir du réservoir à l'élévation du sommet du barrage (acres-pieds)
	ou	Aire sur laquelle s'applique la force de trainée (m^2)
a		Longueur du côté vertical du bloc 1 (m)
A		Poussée d'Archimède (kN)
a_1		Hauteur de la portion triangulaire supérieure du bloc 1 (m)
a_c		Coefficient d'adhésion (-)
A_G		Surface des grains dans le sol (m^2)
A_v		Surface des vides dans le sol (m^2)
b		$\dfrac{\sigma_w \cos \beta_w \alpha}{(1+1.17 \log C_u)\gamma_w}$
B		Largeur moyenne de la brèche (m)
b(')		Hauteur de la portion triangulaire supérieure de la partie remblai du bloc 2 dans le cas 1(2) (m)
b_1		Largeur instantanée de la base de la brèche (m)
B_m		Largeur moyenne de la brèche (m)
C		23,4 A/B
c(')		Hauteur horizontale du triangle de remblai constituant le bloc 2 dans le cas 1(2) (m)
$c_{béton}$		Cohésion du béton

C_d		Coefficient de débit dans la formule de Torricelli
C_D		Coefficient de trainée
C_h		Coefficient de Chézy
C_s		Coefficient de sensibilité
C_{smoyen}		Coefficient de sensibilité moyen
$C_{snormalisé}$		Coefficient de sensibilité normalisé
C_u		Coefficient d'uniformité du sol
c_v		Correction de la vitesse s'approche
C_ψ		$1-\frac{\ln(1+\Psi/\Psi_r)}{\ln(1+\Psi_0/\Psi_r)}$
d		Diamètre moyen du matériau de remblai (m)
	ou	Profondeur de la brèche (m)
D		Longueur caractéristique de l'obstacle (m)
	ou	Profondeur du réservoir (pi)
	ou	Diamètre du perméanètre (m)
$\mathcal{D}$		Force de trainée (kN)
d(')		Hauteur de la portion triangulaire inférieure de la partie remblai du bloc 2 dans le cas 1(2) (m)
D_1		Hauteur entre le point de départ du plan de glissement et le haut du parapet (m)
D_s		Diamètre caractéristique des sédiments (m)
e		Indice des vides
	ou	Épaisseur du masque de béton (m)
$E_{béton}$		Module élastique du béton
f'		Hauteur de la portion triangulaire du bloc 3' (m)

f'_c	Résistance en compression du béton (MPa)
f_e	Facteur de friction de Darcy-Weisbachdu roc avec l'effet de mur éliminé des données de l'expérience
f_o	Facteur de friction de Darcy-Weisbachd'une surface hydrauliquement lisse pour le même nombre de Reynolds que dans l'expérience
F_r	Nombre de Froude
FS1	Facteur de sécurité au glissement
FS2	Facteur de sécurité à la mise en mouvement en crête
FS3	Facteur de sécurité à la mise en mouvement au seuil aval
FS4	Facteur de sécurité à la rupture du masque et du parapet
FS4'	Deuxième facteur de sécurité à la rupture du masque et du parapet
f_t	Résistance en traction du béton (MPa)
G,g	Accélération de la pesanteur (m^2/s)
g'	Longueur intermédiaire utilisée dans le calcul de l'aire du bloc 3' (m)
H	Charge hydraulique au-dessus du fond de brèche (m)
ou	Hauteur du barrage (m)
h	Hauteur de l'eau en amont (m)
$h(')_{ieau}$	Hauteur d'eau surplombant le pied amont du bloc i dans le cas 1(2) (m)
H'	Hauteur du barrage (pi)
h_1	Hauteur horizontale du triangle constituant le bloc 1 (m)
H_3	Hauteur du bloc 3 (m)
h_b	Hauteur du fond de brèche (m)
H_{barr}	Hauteur du barrage (m)

h_c		Élévation capillaire dans un tube (m)
h_{co}		Élévation capillaire dans les enrochements (m)
h_e		Hauteur de la lame d'eau à l'extrémité avale de la crête (m)
h_i		Charge au-dessus du bloc i dans le calcul de l'infiltration (m)
H_i		Force horizontale appliquée au bloc i (kN)
H_{Li}		Force horizontale appliquée à la gauche du bloc i (kN)
h_p		Hauteur du parapet (m)
H_{Ri}		Force horizontale appliquée à la droite du bloc i (kN)
H_s		$V^{0.33}$
h_s		Hauteur de sortie de l'écoulement au pied aval du barrage (m)
h_t		Hauteur instantanée de l'eau dans le bief aval (m)
H_w		Hauteur d'eau dans le réservoir au-dessus de la brèche (m)
i		Numéro du bloc analysé
	ou	Gradient hydraulique
I		Moment d'inertie de la section (m^4)
K		Fonction adimensionnelle (=f(g, D_s, γ_m, γ, υ)), avec υ la viscosité cinématique de l'eau
K_0		Coefficient correctif dépendant du type de rupture
K_c		Constante de proportionnalité
K_M		Coefficient empirique de Martine (0.56 pour les matériaux angulaires)
K_p		Coefficient de butée
k_s		Correction de submergence possible
K_s		Coefficient empirique de Stephenson (environ égal à 4)
Lame		Hauteur de la lame d'eau (m)

$L_i(')$		Longueur en contact avec le plan de glissement du bloc i dans le cas 1(2) (m)
L_m		Longueur du parement amont du barrage (m)
l_o		Longueur d'infiltration de l'eau dans la crête du barrage (m)
L_s		Hauteur de remblai à la base du parapet (m)
m		Rayon hydraulique (m)
	ou	Paramètre dépendant des caractéristiques géométriques des matériaux
	ou	Coefficient dans la formule des déversoirs
	ou	Rayon hydraulique défini par D.W. Taylor (pouces)
M_{rec}		Moment fléchissant issu d'un chargement rectangulaire (kN)
M_{triang}		Moment fléchissant issu d'un chargement triangulaire (kN)
n		Porosité
	ou	Nombre de valeurs étudiées du paramètre dans le calcul de la variance
P		Périmètre mouillé du canal (pi)
	ou	Porosité
	ou	Distance séparant le centre du cercle de Mohr de l'origine des axes σ et τ (kN/m^2)
	ou	Poids du bloc susceptible de se mettre en mouvement en crête (kN)
Q		Débit liquide passant dans la brèche (m^3/s)
q		Débit spécifique d'eau à la brèche (m^2/s)
q'_i		Débit d'infiltration au niveau du bloc i
Q'_{max}		Débit maximal à la brèche (pi^3/s)
Q_b		Débit de rupture (m^3/s)
Q_c		Débit de crue (m^3/s)

q_i		Débit horizontal à l'aval du bloc i dans le calcul de l'infiltration (m^3/m)
Q_{max}		Débit maximal à la brèche (m^3/s)
Q_s		Débit solide (pi^3/s)
q_s		Débit solide massique potentiellement transporté par unité de largeur de brèche (kg/m.s)
Q_s		Débit solide de matériaux à la brèche (m^3/s)
R		Rayon hydraulique (m)
	ou	Rayon hydraulique du canal (pi)
	ou	Rayon du cercle de Mohr (kPa)
	ou	Réaction du sol au bloc susceptible de se mettre en mouvement en crête (kN)
R_e		Nombre de Reynolds
R_{f2}		Prolongement perpendiculaire du rayon du cercle de Mohr à la droite de Coulomb (kN/m^2)
S		Pente du canal
	ou	Surface des particules par unité de poids (m^2/N)
S_a		Degré de saturation dû aux forces adhésives
S_c		Degré de saturation dû à la capillarité
S_i(')		Aire de la surface du bloc i en contact avec l'eau dans le cas 1(2) (m^2/m)
S_r		Degré de saturation d'eau dans les pores
$S_{spé/masse}$		Surface des particules par unité de masse (m^2/kg)
$S_{spé/vol}$		Surface des particules par unité de volume (m^2/m^3)
S_{uc}		Limite ultime de résistance en compression (GPa)

S_{ut}		Limite ultime de résistance en traction (MPa)
T		Durée de formation de la brèche (h)
	ou	Temps nécessaire pour atteindre le débit maximal à la brèche (h)
	ou	Force de frottement du bloc susceptible de se mettre en mouvement en crête (kN)
$\tan\beta$		Pente du parement aval
T_{rec}		Effort tranchant issu d'un chargement rectangulaire (kN)
T_{triang}		Effort tranchant issu d'un chargement triangulaire (kN)
u_a		Pression de l'air (Pa)
U_i		Force de soulèvement exercée sur le fond du bloc i (kN)
u_w		Pression de l'eau (Pa)
V		Volume d'eau passé par la brèche pendant un temps dt (m^3)
	ou	Vitesse d'écoulement (m/s)
	ou	Volume de la retenue (m^3)
v		Vitesse d'écoulement de l'eau dans le calcul de la force de trainée (m/s)
V'		Volume de la retenue (pi^3)
V_i		Force verticale appliquée au sommet du bloc (kN)
V_i		Force verticale appliquée au bloc i (kN)
V_s		Volume de sol arraché pendant un temps dt (m^3)
V_s		Volume des particules (m^3)
V_v		Volume des vides dans le sol ((m^3)
v_v		Vitesse de l'écoulement dans les vides (m/s)
V_w		Volume dans le réservoir au moment de la rupture (m^3)

W_i		Poids total du bloc, comprenant les effets de l'eau, du roc, du béton (kN)
W_i		Poids du bloc i (kN)
x_i		Coefficient de sensibilité pour la valeur i de paramètre
z		Pente de la paroi de brèche
α		Constante égale à 27,5
	ou	Exposant empirique dans la formule de Martins (=0.26)
	ou	Facteur de forme des enrochements
α_i		Angle entre le plan de rupture du bloc i et l'horizontale
β		Angle des talus du barrage
β_w		Angle de contact entre l'eau et la surface du tube (0° pour le verre et le quartz) (°)
γ		Poids volumique de l'eau (kN/m^3)
γ'		Poids volumique déjaugé (kN/m^3)
γ_4		Complémentaire de α_4 (°)
$\gamma_{béton}$		Poids volumique du béton (kN/m^3)
γ_{eau}		Poids volumique de l'eau (kN/m^3)
γ_m		Poids volumique des matériaux (kN/m^3)
γ_{roc}		Poids volumique des enrochements (kN/m^3)
γ_s		Poids volumique des matériaux de remblai (kN/m^3)
γ_w		Poids volumique de l'eau (9.8 kN/m^3 à 20°C)
δ		Angle de friction à l'interface entre 2 matériaux (°)
δ_1		Angle opposé à S_1 dans le triangle constituant le bloc 1
ΔZ		Descente moyenne des fonds pendant Δt (m)
ε_4		Angle opposé à H_4 (m)

θ	Teneur en eau volumique
$\theta_i(')$	Angle d'inclinaison par rapport à la verticale du bloc i dans le cas 1(2) (°)
θ_s	Teneur en eau saturée
λ	Longueur de la section ou du canal de brèche (m)
ν	Viscosité cinématique (m^2/s)
ρ_s	Masse volumique des grains (kg/m^3)
$\rho_{béton}$	Masse volumique du béton (kg/m^3)
σ	Contrainte de flexion dans la section (kN/m^2)
ou	Variance du coefficient de sensibilité
$\sigma(')_{eau\text{-}poussée}$	Contrainte de flexion due à l'eau en poussée dans le masque amont (dans le parapet) (kN/m^2)
$\sigma(')_{sol\text{-}butée}$	Contrainte de flexion due au sol en butée dans le masque amont (dans le parapet) (kN/m^2)
σ'_{vert}	Contraintes verticales dans le parapet (kN/m^2)
σ_1	Contrainte principale intermédiaire (kN/m^2)
σ_2	Contrainte principale majeure (kN/m^2)
σ_3	Contrainte principale mineure (kN/m^2)
σ_f	Contrainte normale au plan de rupture (kN/m^2)
$\sigma_{masque\text{-}amont}$	Contraintes normales totale du côté amont du masque amont (kN/m^2)
$\sigma_{masque\text{-}aval}$	Contraintes normales totale du côté aval du masque amont (kN/m^2)
σ_{max}	Contrainte de flexion maximale dans la section (kN/m^2)
σ_{para}	Contraintes parallèles à l'axe des x dans le masque amont (kN/m^2)

$\sigma_{poids\text{-}masque}$	Contrainte de flexion due au poids du masque dans le masque amont (kN/m^2)
σ_w	Tension de surface de l'eau (=0.073N/m à 20°C)
σ_x	Contrainte normale orientée selon l'axe x (kN/m^2)
σ_y	Contrainte normale orientée selon l'axe y (kN/m^2)
$\tau(')_{eau\text{-}poussée}$	Contrainte de cisaillement due à l'eau en poussée dans le masque amont (dans le parapet) (kN/m^2)
$\tau(')_{sol\text{-}butée}$	Contrainte de cisaillement due au sol en butée dans le masque amont (dans le parapet) (kN/m^2)
$\tau'_{parapet}$	Contraintes de cisaillement totales dans le parapet (kN/m^2)
τ_c	Contrainte de cisaillement critique du matériau de l'ouvrage (=0.0003d_{50} sans couvert végétal) (kN/m^2)
τ_f	Contrainte tangentielle au plan de rupture (kN/m^2)
τ_{ff1}	Contrainte tangentielle au plan de rupture à la rupture (kN/m^2)
τ_{masque}	Contraintes de cisaillement totales dans le masque (kN/m^2)
τ_{max}	Contrainte de cisaillement maximale dans la section (kN/m^2)
$\tau_{poids\text{-}masque}$	Contrainte de cisaillement dûe au poids du masque dans le masque amont (kN/m^2)
τ_{xy}	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe x et orientée selon l'axe y (kN/m^2)
τ_{yx}	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe y et orientée selon l'axe x (kN/m^2)
Φ	Fonction adimensionnelle du taux de transport (=f(1/ψ)), avec ψ le paramètre de cisaillement adimensionnel de Shields
$\Phi_{béton}$	Angle de friction du béton (°)

Φ_d		Fonction de l'angle de frottement interne du matériauet du facteur de sécurité au glissement (°)
Φ_{sol}		Angle de friction du sol (°)
ψ		Succion (m)
	ou	$\frac{1}{2}(1+\frac{f_e}{f_o})$
ψ_a		Succion limite à partir de laquelle la teneur en eau diminue (m)
ψ_r		Succion résiduelle (m)

LISTE DES ANNEXES

INTRODUCTION

Depuis la construction, il y a près de 3000 ans, du plus ancien barrage connu, construit dans la vallée de Garawi, en Égypte, jusqu'à la conception et construction aujourd'hui de barrages pouvant allier les propriétés des remblais et du béton, de nombreux progrès ont été effectués. Les propriétés des matériaux, les caractéristiques des fondations, les prévisions de la montée des réservoirs, toutes ces données sont accessibles avec de plus en plus de précision.

Cependant, après plusieurs millénaires d'améliorations, l'étude de la rupture de barrage est encore d'actualité. Rien qu'au siècle dernier, celles-ci sont responsables de plus de 8 000 pertes de vie (Marche, 2008). Elles engendrent également des pertes économiques qui peuvent se chiffrer en centaines de millions de dollars.

Ces ruptures ont deux causes principales, des capacités d'évacuation trop faibles et des problèmes au niveau de la fondation. Afin d'assurer davantage de sécurité, des normes, lois et modèles ont été établis afin non seulement de diminuer le risque de rupture (instauration de capacités minimum d'évacuation etc.) mais également de mieux définir la zone à risque (norme légales de formation de brèche lors d'une rupture de barrage par submersion etc.).

Ces normes et lois n'ont pas la prétention de prédire avec exactitude le scénario de rupture, elles se basent sur les renseignements tirés des ruptures passées. Dans le cas des barrages en remblai, la norme prédit, dans le cas d'une rupture par submersion, la formation en 30 minutes d'une brèche de largeur au fond égale à quatre fois la hauteur maximale du barrage. À partir de cette norme, nous pouvons calculer un hydrogramme de rupture et à partir de là une zone inondable et donc à risque.

Laurent Masson (Masson, 2009a) compare, entre autre, dans son mémoire, l'hydrogramme de rupture d'un barrage en remblai avec rideau de béton calculé à partir de la norme, et l'hydrogramme établi en combinant ses calculs à une étude en laboratoire. Il en résulte que les deux hydrogrammes sont différents et prédisent par exemple des temps différents pour atteindre le débit maximal de rupture. Dans ce mémoire, et dans la continuité de celui de Laurent Masson, nous nous intéresserons aux différences entre le scénario de rupture pour un barrage en remblai à masque amont en béton prédit par la norme, et celui que nous établirons à l'aide de calculs portant sur des mécanismes de rupture qui ne sont pas tous envisagés dans la norme.

Nous commencerons, au premier chapitre, par une revue de littérature concernant les principaux concepts et méthodes d'étude de la rupture d'un barrage en remblai par submersion. Nous parlerons des méthodes de calculs, empiriques et physiques, des débits et hydrogrammes de ruptures à la brèche, ainsi que des écoulements dans les différents types de sol pouvant être utilisés dans la construction de barrages en remblai.

Dans le deuxième chapitre, nous résumerons les caractéristiques essentielles du barrage que nous avons choisi pour effectuer notre étude des scénarios de rupture : le barrage de la Toulnustouc. Nous parlerons non seulement de ses propriétés géométriques, mais également de ses propriétés géotechniques. Une description détaillée du masque amont sera également effectuée.

C'est le calcul d'un facteur de sécurité au glissement qui sera l'objectif du chapitre trois. Pour cela nous expliquerons le principe de la méthode « Multiple WedgeAnalysis », développée au U.S. Bureau of Reclamation. Nous décrirons ensuite les facteurs géotechniques et hydrauliques qui influent sur ce facteur de sécurité (poussée de l'eau du réservoir, butée du remblai etc.)

Les chapitre quatre, cinq et six ont également pour objectif de calculer des facteurs de sécurité pour les autres mécanismes de rupture étudiés dans ce mémoire : les ruptures par mise en mouvement des enrochements en crête, par mise en mouvement au seuil aval et par rupture des éléments structuraux qui sont le parapet et le masque amont de béton.

Dans le chapitre sept, nous effectuerons une étude de sensibilité pour chaque mécanismes aux différents paramètres qui interviennent dans les calculs de facteurs de sécurité afin de valider, ou non ces méthodes de calculs malgré les incertitudes qui pourraient subsister sur les choix de certaines valeurs.

Dans le chapitre huit nous résumerons les résultats obtenus par la présentation de scénariosde rupture correspondant à différentes situations et l'établissement des hydrogrammesde rupture prévu, et nous comparerons ceux-ci avec l'hydrogramme obtenu en utilisant la norme.

En conclusion, nous détaillerons les contributions scientifiques, économiques et sociales de ce mémoire.

Chapitre 1 REVUE DE LITTÉRATURE

1.1 La rupture et la formation de la brèche par submersion

L'étude de rupture d'un barrage passe par plusieurs étapes(Marche, 2008). Après la collecte des données de l'ouvrage et du bassin, il faut choisir un scénario de rupture et calculer les débits à l'ouvrage. On calcule ensuite les débits de rupture et on synthétise enfin les conditions de rupture par scénario. Le calcul du débit de rupture peut se faire non seulement par l'intermédiaire de formules empiriques, mais aussi en utilisant des méthodes théoriques, dans les deux cas, les normes concernant le type de barrage étudié sont également utilisées.

1.1.1 Méthodes empiriques

Les formules de Costa (1.1),de Molinaro (1.2) et de Lempérière (1.3) (pour des matériaux de petites dimensions et de cohésion nulle) relient la hauteur H du barrage (m) et le volume V de la retenue (m^3) au débit maximal à la brèche Q_{max}(m^3/s).

$$Q_{\max} = 325(HV/10^6)^{0.42} \tag{1.1}$$

$$Q_{\max} = 0.116(gH)^{0.5} H^2 (V/H^3)^{0.22} \tag{1.2}$$

$$Q_{\max} = 0.7\sqrt{gH}.H^2.\sqrt{\frac{V}{H^3}} \tag{1.3}$$

Le temps nécessaire pour atteindre le débit maximal peut être estimé à l'aide de la formule (1.4) :

$$T = 10 V^{0.5}/g^{0.5} H \tag{1.4}$$

La formule de Hagen fait intervenir les mêmes paramètres mais en unité impérial : H' (pi), V' (acres-pieds) et Q'_{max} (pi^3/s)

$$Q'_{max} = 370\sqrt{V'H'} \quad (1.5)$$

Les formules du U.S. Bureau of Reclamation (1982) (1.6) et Evans(1986) (1.7) mettent en avant l'importance des caractéristiques du réservoir dans l'évaluation du débit maximal de rupture :

$$Q_{max} = 75D^{1.85} \quad (1.6)$$

Avec Q_{max}en pi^3/s

D :profondeur du réservoir (pi)

$$Q_{max} = 0.072V^{0.53} \quad (1.7)$$

Avec Q_{max}en m^3/s

V : volume du réservoir (m^3)

Mac Donald et Langridge-Monopolis (1984) relient le débit maximal à la brècheQ_{max} (m^3/s), la hauteur d'eau H_w dans le réservoir au dessus de la brèche (m) et le volume dans le réservoir V_w au moment de la rupture (m^3) :

$$Q_{max} = 1.175\left(H_w V_w\right) \quad (1.8)$$

Singh fait intervenir les rapports H_s/H et H_s/B_m dans l'évaluation de la forme de la brèche, du débit maximal de rupture et du temps pour l'atteindre :

Avec $H_s = V^{0.33}$

H : hauteur de l'ouvrage

B_m : largeur moyenne de la brèche

B : largeur au sommet de la brèche

d : profondeur de la brèche

Il propose

$$B / d = 0,4\, H_s / H \tag{1.9}$$

$$Q_{max} / \left(g.B_m{}^2.H^3\right)^{0.5} = 0,0125\, H_s / H \tag{1.10}$$

$$T.\left(g / H\right)^{0.5} = 1,5\, H_s / B_m \tag{1.11}$$

$$Q_{max} / \left(g.B_m{}^2.H^3\right)^{0.5} = 0,0125\, H_s / H \tag{1.12}$$

L'étude du développement de la brèche dans les ouvrages en remblai pour différents mécanismes de rupture révèle une forme de brèche triangulaire ou trapézoïdale de largeur moyenne :

$$B = 9,5 K_0 (VH)^{0.25} \tag{1.13}$$

La brèche se développant en un temps T :

$$T = 0,59 V^{0.47} H^{0.9} \tag{1.14}$$

Avec B : largeur moyenne de la brèche (pi)

T : durée de formation de la brèche (h)

V : volume d'eau dans la retenue (acres-pieds)

H : hauteur d'eau de la retenue (pi)

K_0 : coefficient égal à 1 pour une rupture par submersion et égal à 0.7 pour une rupture par érosion interne

On obtient alors le débit maximal (pi^3/s) par la formule suivante :

$$Q_{max} = 3,1 B \frac{C}{T + C / \sqrt{H}} \tag{1.15}$$

Avec

$$C = 23,4.A / B \tag{1.16}$$

Où A est la surface au miroir du réservoir à l'élévation du sommet du barrage (acres-pieds).

1.1.2 Normes

Dans le cadre de ce mémoire, la norme qui nous intéresse concerneles barrages en remblai.

« Les ouvrages en terre et enrochements permettront le développement en 30 minutes, par déversement, d'une brèche trapézoïdale dont la largeur au fond sera égale à quatre fois la hauteur maximale de l'ouvrage. Les parois latérales de cette brèche seront inclinées à 45 degrés si le terrain naturel le permet, sinon elles seront ajustées au terrain naturel. S'ils comportent un masque d'étanchéité amont, le temps de rupture pourra être augmenté. »(Marche, 2008)

À partir de ces normes ou de l'expérience, on définit pour chaque scénario la géométrie de la brèche qui a fini de se développer. Le débit de rupture peut alors être évalué à l'aide de la loi d'évacuation d'un seuil trapézoïdal épais :

$$\mathrm{Q}_b = \mathrm{c}_v \mathrm{k}_s \left[1,7 b_1 \left(h - h_b\right)^{1.5} + 1,26 z \left(h - h_b\right)^{2.5}\right] \tag{1.17}$$

Avec : c_v : correction de vitesse d'approche

b_1 : largeur instantanée de la base de la brèche

h: hauteur de l'eau en amont

h_b : hauteur du fond de brèche

z : pente de la paroi de brèche

k_s : correction de submergence possible

$k_s = 1.0 - 27.8[\frac{h_t - h_b}{h - h_b} - 0.67]^3$ si $(h_t - h_b)/(h - h_b) > 1$ sinon $k_s = 1$

h_t : hauteur instantanée de l'eau dans le bief aval

1.1.3 Modèles physiques

En complément des modèles empiriques basées sur des études de cas réels, il existe des modèles physiques qui non seulement donnent les débits à la rupture, mais permettent également de suivre l'évolution de la brèche. Ces méthodes font intervenir les propriétés géotechniques de l'ouvrage et des paramètres issus de l'hydraulique et du transport de sédiments(Zerrouk & Marche, 2001).

Cristofano (1965) développe une méthode permettant de prévoir l'évolution de la brèche, de forme trapézoïdale, dans le barrage en fonction du temps à l'aide de la formule(1.18) reliant débit solide et débit liquide à la brèche :

$$q_s/q = K_c \, e^{-\lambda \tan \Phi_d / H} \tag{1.18}$$

Avec q_s : débit spécifique par mètre de largeur de sol arraché (m^2/s)

q : débit spécifique par mètre de largeur d'eau à la brèche (m^2/s)

K_c : constante de proportionnalité

Φ_d : angle de frottement interne du matériau

λ : longueur du canal de la brèche (m)

H : charge hydraulique au-dessus du fond de brèche (m)

Cette méthode ne fournit cependant aucune information quant à l'élargissement de la brèche et ne fournit pas réellement de méthodes pour le choix de K_c et Φ_d.

Harris et Wagner (1967) proposent une modélisation de la formation de brèche dans un barrage en terre impliquant une brèche de section parabolique où l'écoulement est critique. À partir de lois reliant la largeur de la brèche T, sa profondeur D et la charge hydraulique H et de formules de calculs de sections et de débit dans le cas de seuils parabolique, et en supposant que la brèche formée à une pente variant entre 5 et 20°, dépendant des matériaux, ils obtiennent une relation entre le débit liquide passant dans la brèche Q et le débit solide de matériaux arrachés Q_s.

$$\frac{Q_s}{Q} = \frac{2156}{\sqrt{d\gamma_s}} (\tan \Phi)^{1.5} = \frac{V_s}{V} \tag{1.19}$$

Avec d : diamètre moyen du matériau de remblai

γ_s : poids volumique des matériaux de remblai

V_s : volume de sol arraché pendant un temps dt

V : volume d'eau passé par la brèche pendant ce même temps

La procédure est la suivante :

Le rapport $\frac{Qs}{Q}$est calculé pour le cas étudié, puis on choisit une profondeur de brèche D. La largeur de la brèche, la longueur du canal de brèche et la section sont calculés, puis le volume de sédiments arrachés V_s. On en déduit V à partir de l'équation (1.19), puis, connaissant le débit Q par la charge initiale, le temps nécessaire à la formation de la brèche. On recommence ensuite cette procédure pour une autre profondeur de brèche D.

Fread (1984c) développe un programme de simulation, BREACH, et propose une méthode de calcul de l'évolution de la brèche suite à une submersion dans le cas d'un barrage en terre. Le mécanisme proposé comporte deux étapes. La première consiste en l'érosion, suite à la submersion, du parement aval et parallèlement à celui-ci. La seconde étape commence au moment où la brèche atteint le parement amont. Le débit à l'entrée de la brèche est calculé à l'aide de la formule des déversoirs, dans laquelle la largeur de brèche est dans un premier temps supposée rectangulaire et dépendant de la hauteur critique de l'écoulement, puis une fois l'instabilité des talus avérés, considérée trapézoïdale. Le débit solide est évalué à l'aide de la formule de Meyer-Peter et Müller (1948) en système impérial :

$$Q_s = \alpha P(SR - \tau_c)^{1.5} \tag{1.20}$$

Avec Q_s : débit solide (pi^3/s)

α : constante égale à 27,5

P : périmètre mouillé du canal (pi)

R : rayon hydraulique du canal (pi)

S : pente du canal

τ_c : contrainte de cisaillement critique du matériau de l'ouvrage (=0.0003d_{50} sans couvert végétal)

Singh et ses collaborateurs ont développé un modèle d'érosion de brèche des barrages en terre, BEED (Quiroga et Singh 987; Scarlatos et Singh 1986; Singh et Quiroga 1987; Singh et Scarlatos 1987*a*, 1987*b*) qui prédit les débits d'eau, le débit solide d'érosion et la forme de la brèche dès le déversement. La particularité du modèle est qu'il traite l'érosion sur la crête et l'érosion sur le parement aval différemment, étant donné que les vitesses d'écoulement y sont différentes. Le débit liquide lors de la submersion est calculé par la formule des déversoirs à seuils épais, et connaissant le débit passant par la crête, il est possible de calculer la profondeur d'écoulement dans la brèche à partir de la formule (1.21).

$$Q = C_h A (R \tan \beta)^{0.5} \tag{1.21}$$

Avec C_h : coefficient de Chézy ($m^{1/2}/s$)

R : rayon hydraulique (m)

A : section d'écoulement (m^2)

$\tan\beta$: pente du parement aval

Le débit solide est par la suite calculé à l'aide de la formule d'Einstein-Brown

$$q_s = \Phi \gamma_m K \{[\gamma_m / \gamma - 1] g D_s\}^{0.5} \tag{1.22}$$

Avec q_s : débit solide massique potentiellement transporté par unité de largeur de brèche (kg/m.s)

Φ : fonction adimensionnelle du taux de transport (=f(1/ψ)), avec ψ leparamètre de cisaillement adimensionnel de Shields

K : fonction adimensionnelle (=f(g, D_s, γ_m, γ, υ)), avec υ la viscosité cinématique de l'eau

γ_m : poids volumique des matériaux (kg/m^3)

γ : poids volumique de l'eau (kg/m^3)

D_s : diamètre caractéristique des sédiments (m)

G :accélération de la pesanteur ($m.s^{-2}$)

Enfin, l'affouillement à la brèche est calculé par :

$$\Delta Z = \frac{q_s \Delta t}{\gamma_m (1 - p) \lambda} \tag{1.23}$$

Avec ΔZ : descente moyenne des fonds pendant Δt

P : porosité

λ : longueur de la section ou du canal de brèche

Le modèle DAMBRK, développé par le National Weather Service (Fread 1984*a*, 1984*b*, 1988) propose une fonction de prévision de la formation de la brèche. La fonction est relativement simple et dépend de quatre paramètres : T le temps de formation de la brèche, b_0 la largeur finale du fond de brèche, Z la pente des côté de la brèche et h_b la côte finale du fond de brèche. La brèche évolue alors régulièrement de manière linéaire ou non et le débit est calculé à tout instant à l'aide de la formule des déversoirs à seuil épais.

Les paramètres T et b_0 sont évalués à l'aide des résultats de MacDonald et Langridge-Monopolis (1984) et Froehlich (1987) qui portent sur l'analyse de 40 ruptures de barrages.

Le modèle ERODE, développé à Polytechnique Montréal (Fuamba, Marche et Pelletier, 2002 et Marche et al, 2006), ne suppose pas une forme de brèche mais couple des équations d'érosion et d'instabilité des pentes et en déduit l'évolution de la géométrie de la brèche. Le débit de brèche est fixé pour chaque pas de temps et le logiciel GSTARS calcule la capacité de transport solide pour ce débit, en choisissant la loi de transport solide la plus adaptée aux matériaux mis en jeu. La stabilité des pentes est évaluée par la méthode simplifiée de Bishop (Bishop, 1955).

1.2 Écoulements dans les sols

Le cas des barrages en enrochements n'est que très peu différencié de celui des barrages en terre, or les écoulements suite à la submersion y sont très différents. On ne trouve que très peu d'informations sur l'étude de l'écoulement dans les enrochements dans la littérature.

1.2.1 Écoulements dans les terres

1.2.1.1 Méthodes

Il existe différentes méthodes pour modéliser l'écoulement dans des matériaux. Certaines rapides, comme le dessin de réseau d'écoulement (Figure 1-1), ne nécessitent que très peu de données sur les matériaux (conductivité hydraulique), d'autres plus compliquées, telles l'utilisation du logiciel SEEP (Figure 1-2)permettent, à partir des courbes de rétention d'eau (CRE) et des bons choix de conditions aux frontières, d'obtenir ligne de saturation, vitesse d'écoulement, position des équipotentielles…

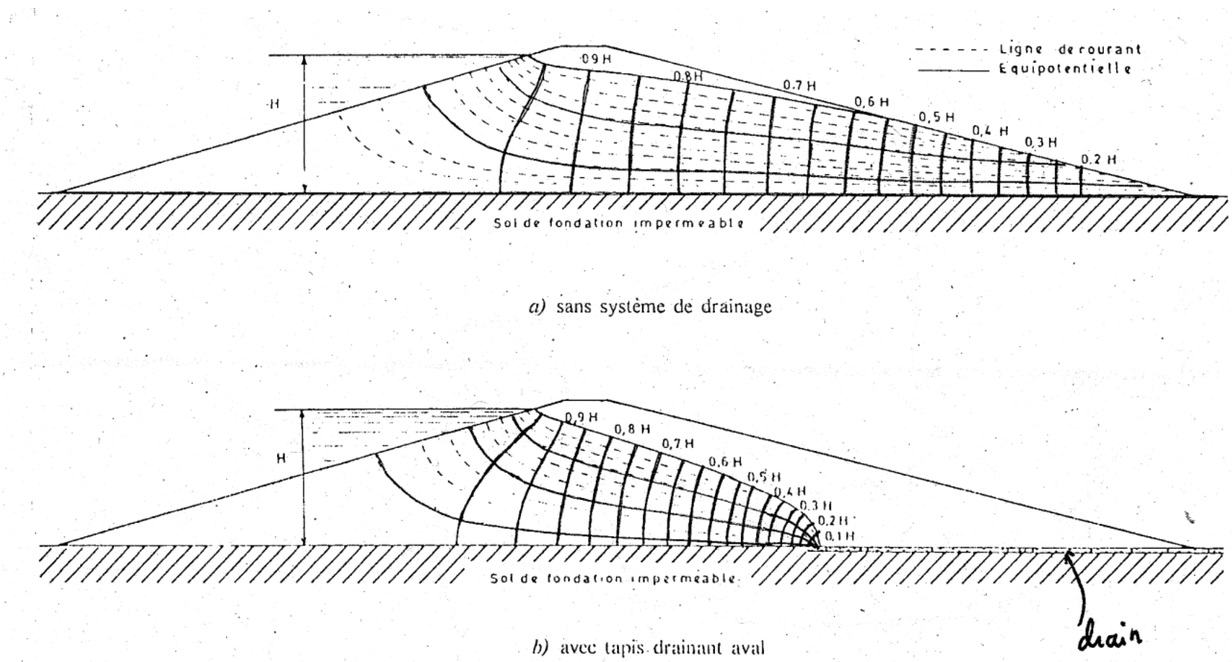

Figure 1-1 Réseaux d'écoulement de deux barrages homogènes supposés isotropes (Lafleur, 2009)

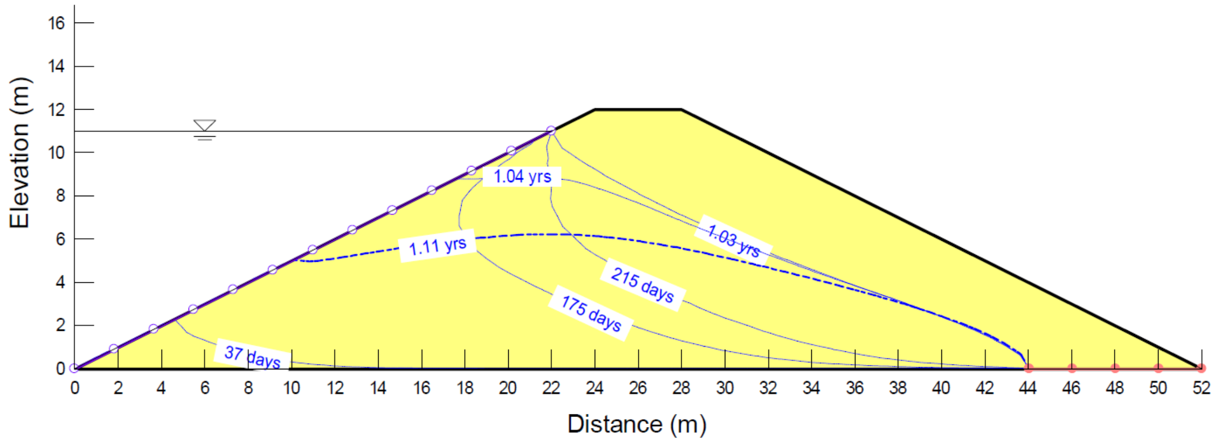

Figure 1-2 : Évolution de la nappe phréatique dans le cas du remplissage et d'une vidange rapide dans un barrage homogène (Geo-Slope International)

Ces méthodes s'appliquent à des matériaux où la loi de Darcy (ou loi de Richard dans le cas de SEEP) s'applique :

$$Q = kiA \tag{1.24}$$

Avec i : gradient de vitesse

k : conductivité hydraulique (m/s)

A : surface de la section étudiée (m^2)

Il peut parfois être nécessaire d'avoir la courbe de rétention d'eau pour obtenir une approche précise de l'écoulement dans le sol.

1.2.1.2 La courbe de rétention d'eau

1.2.1.2.1 Présentation de la CRE

La succion induit une remontée de l'eau qui dépend des caractéristiques géotechniques du matériau (particulièrement la dimension des pores). Il existe une zone, située entre la zone saturée est la zone « sèche » du matériau, où les pores sont remplis en partie d'air et en partie d'eau, selon la valeur de la succion, définie par $\psi = u_a - u_w$,u_a et $u_w$respectivement les pressions de l'air et de l'eau. L'écoulement varie avec le degré de saturation d'eau S_r dans les pores, la conductivité hydraulique augmentant avec le degré de saturation.

La forme de la courbe est semblable à la forme de la courbe de la remontée capillaire au-dessus de la nappe phréatique. Pour de relativement faibles valeurs de succion, la teneur en eau reste constante et égale à la teneur en eau saturée θ_s puis diminue progressivement à partir d'une valeur de succion $\psi_a$variant avec le matériau. Cette diminution est progressive et continue jusqu'à atteindre, pour une valeur limite de la succion ψ_r, la teneur en eau θ_r correspondant aux pores remplis d'air (l'eau n'est plus présente que parce que les particules du matériau sont mouillées).

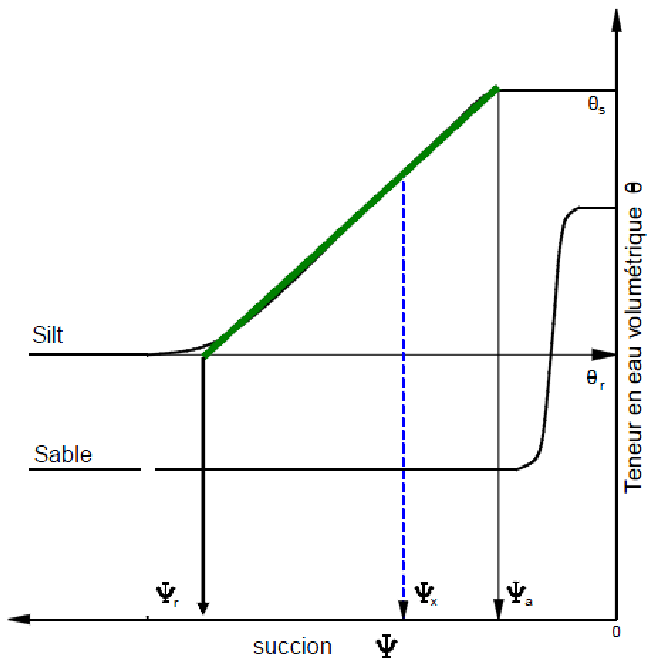

Figure 1-3 : Allure de la CRE pour le silt et le sable(Michel Aubertin, 2010)

Il peut s'avérer cependant que ces courbes ne soient pas disponibles dans la littérature pour les matériaux qui nous intéressent. Une méthode de prédiction de cette courbe CRE est proposée par Aubertin et al. (2003).

1.2.1.2.2 Établissement de la CRE

Le modèle MK(Aubertin et al., 2003) a été développé pour des matériaux isotropes et homogènes et sous écoulement drainant.

Élévation capillaire équivalente

L'équation de départ de la méthode et celle de l'élévation capillaire h_{co}, reliée dans le modèle à ψ. Son calcul est dérivé de la formule de l'élévation de l'eau par capillarité dans un tube de diamètre d.

$$h_c = \frac{4\sigma_w \cos\beta_w}{\gamma_w d} \tag{1.25}$$

Avec

σ_w : tension de surface de l'eau (=0.073N/m à 20°C)

β_w : angle de contact entre l'eau et la surface du tube (0° pour le verre et le quartz)

γ_w : poids volumique de l'eau (9.8 kN/m^3 à 20°C)

Et h_{co} est donné par l'équation simplifiée

$$h_{co} = \frac{b}{eD_{10}} \tag{1.26}$$

Avec

D_{10} : diamètre du tamis qui laisse passer 10 % du matériau

e : indice des vides

Et

$$b = \frac{\sigma_w \cos\beta_w \alpha}{(1+1.17\log C_u)\gamma_w} \tag{1.27}$$

Avec

α : facteur de forme ($6 \leq \alpha \leq 18$)

C_u : coefficient d'uniformité du sol ($C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$)

D_{60} : diamètre du tamis qui laisse passer 60 % du matériau

Relation degré de saturation/succion

Dans ce modèle, il est considéré que le degré de saturation S_r est une combinaison du degré de saturation du à la capillarité S_c et du degré de saturation du aux forces adhésives S_a.

$$S_r = \frac{\theta}{n} = S_c + S_a^*(1 - S_c) \tag{1.28}$$

Avec

θ : teneur en eau volumique

n : porosité

Où S_a^* remplace S_a afin que S_a n'excède pas 1 aux faibles succions.

$$S_a^* = 1 - \langle 1 - S_a \rangle \tag{1.29}$$

Avec

$$\langle \gamma \rangle = 0.5(\gamma + |\gamma|) \tag{1.30}$$

Et finalement on définit les relations liant les degrés de saturation à h_{co} :

$$S_c = 1 - [(h_{co}/\Psi)^2 + 1]^m \exp[-m(h_{co}/\Psi)^2] \tag{1.31}$$

$$S_a = a_c C_\Psi \frac{(h_{co}/\Psi_n)^{2/3}}{e^{1/3}(\Psi/\Psi_n)^{1/6}} \tag{1.32}$$

$$C_\Psi = 1 - \frac{\ln(1 + \Psi/\Psi_r)}{\ln(1 + \Psi_0/\Psi_r)} \tag{1.33}$$

Avec

m : paramètre de distribution des dimensions des pores (-)

a_c : coefficient d'adhésion (-)

ψ : succion (cm)

ψ_n : paramètre de normalisation (cm)

C_ψ : facteur de correction (-)

ψ_r : succion résiduelle (cm)

ψ_0 : succion à $S_r = 0$ (cm)

Les paramètres a_c, m et ψ_r dépendent uniquement des caractéristiques géométriques des matériaux :

$$\Psi_r = \frac{0.42}{(eD_H)^{1.26}} \tag{1.34}$$

$$m = \frac{1}{C_u} \tag{1.35}$$

$$a_c \approx 0.01 = cste \tag{1.36}$$

Tous ces calculs sont valables pour des matériaux granulaires, pour les matériaux cohésifs d'autres relations sont proposées par la méthode. Nous n'en parlerons pas dans cette revue de littérature car le cas de matériaux cohésifs ne nous concerne pas.

Obtention de la courbe CRE

Cette méthode permet d'obtenir les valeurs de la teneur en eau volumique pour différentes valeurs de la succion et ainsi d'obtenir la courbe CRE.

A titre d'exemple, le graphique suivant illustre les écarts entre les la courbe CRE prédite par la méthode MK et celle obtenue à partir de mesures :

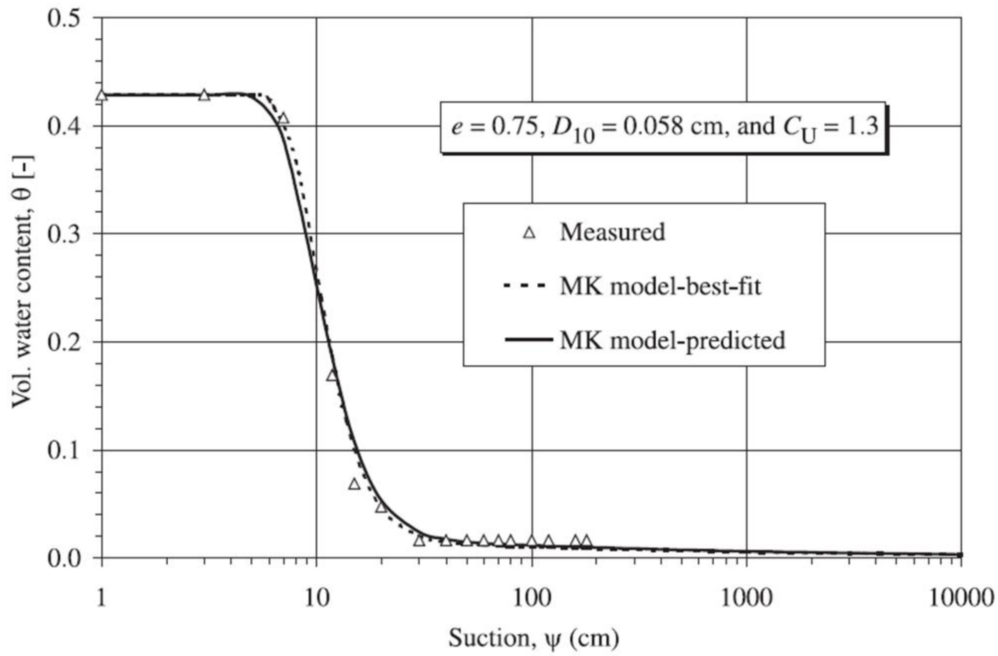

Figure 1-4 : Application du modèle MK à un sable grossier, uniforme et lâche (données de Sydor (1992)) (Aubertin et al., 2003)

Cependant cette loi ne peut pas s'appliquer dans le cas gros enrochements, pas plus que la loi de Darcy. En effet, dans le cas d'écoulement dans de tels matériaux, le nombre de Reynolds est très important, l'écoulement devient turbulent et la loi de Darcy n'est plus linéaire.

Il existe cependant des approches qui permettent d'atteindre certaines caractéristiques de ces écoulements.

1.2.2 Écoulement dans les enrochements

Le passage à un écoulement turbulent ne suivant pas la loi de Darcy a lieu lorsque le nombre de Reynolds atteint une certaine valeur. Dans la littérature on trouve comme valeur de transition 10^5, avec comme définition du nombre de Reynolds :

$$R_e = \frac{VD}{\nu} \tag{1.37}$$

Avec V : vitesse d'écoulement (m/s)

D : longueur caractéristique de l'obstacle (m)

ν :viscosité cinématique (m^2/s)

On retrouve également une autre condition, McCorquodale et al (1978) proposent comme valeur de transition 500 et définit Re comme suit :

$$R_e = \frac{Vm}{n\nu} \tag{1.38}$$

Avec m : rayon hydraulique (m)

n : porosité des enrochements

Il est important de noter que la transition d'un écoulement laminaire à un écoulement turbulent est graduelle. Scheidegger (1974) par exemple définit cette zone de transition par un nombre de Reynolds entre 1 et 100.

Pour de grands nombres de Reynolds il est cependant certain que la relation entre vitesse et gradient hydraulique n'est plus linéaire, mais prend une des formes suivantes :

$$i = aV^n \tag{1.39}$$

$$i = sV + tV^2 \tag{1.40}$$

Dans l'article « Selection and application of a one-dimensional non-Darcy flow equation for two-dimensional flow throughrockfillembankment" (Hansen, Garga, & Townsend, 1995), les auteurs rappellent six équation de Darcy non-linéaires établies avec différents types de matériaux et leur utilisation en fonction du niveau de turbulence.

Dans toutes ces équations, g est l'accélération de la pesanteur, d le diamètre des enrochements, e l'indice des vides et n la porosité.

- Ergun (1952)

$$i = (\frac{1-n}{n^3})(\frac{150\nu(1-n)V}{gd^2} + \frac{1.75V^2}{gd}) \tag{1.41}$$

L'équation a été établie pour des matériaux de formes variées, sphères et formes plus irrégulières.

- Wilkins (1956)

$$i = \frac{1}{m^{0.93}}(\frac{V}{Wn})^{1.85} \tag{1.42}$$

Avec

W : coefficient empirique valant 5.243 si on utilise les unités mètres et secondes, 52.43 si on utilise les centimètres et secondes et 32.9 si on utilise les pouces et secondes

V : vitesse d'écoulement (m/s ou cm/s ou pi/s)

n : porosité

m : rayon hydraulique (m ou cm ou pi)

L'équation a été établie avec des roches (basalte) écrasées.

- McCorquodale et al (1978)

$$i = \frac{70\nu V}{gnm^2} + \frac{0.54\Psi V^2}{gn^{0.5}m} \tag{1.43}$$

$$\Psi = \frac{1}{2}(1 + \frac{f_e}{f_o}) \tag{1.44}$$

f_e et f_o sont des facteurs de friction de Darcy-Weisbach. f_e correspond a celui du roc et du perméamètre, sans prise en compte du « wall-effect » des parois de la colonne qui pourrait avoir des conséquence sur la valeur du rayon hydraulique (Devenda mehta & Hawley),f_o correspond au facteur de friction d'une surface hydrauliquement lisse pour le même nombre de Reynolds. D'après McCorquodale, dans le cas de rocs grossiers, le rapport des deux vaut environ 1,5.

Cette équation a été établie également avec des matériaux de formes variées.

- Stephenson (1979)

$$i = \frac{K_s}{gdn^2} V^2 \tag{1.45}$$

Avec K_s un coefficient empirique de Stephenson environ égal à 4.

Cette équation a été établie avec des enrochements grossiers.

- Ergun-Reichelt (1990)

$$i = (\frac{1-n}{n^3})(\frac{214M^2\nu(1-n)V}{gd^2} + \frac{1.57MV^2}{gd}) \quad (1.46)$$

$$M = 1 + \frac{2d}{3D(1-n)} \quad (1.47)$$

Avec D le diamètre du perméamètre

Cette équation a été établie avec des matériaux sphériques.

- Martins (1990)

$$i = \frac{{C_u}^{2\alpha}}{2n^2{K_M}^2 ged}V^2 \quad (1.48)$$

C_u : coefficient d'uniformité ($C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$)

α : exposant empirique α=0,26

K_M coefficient empirique de Martins, valant 0,56 pour les matériaux angulaires

Ces équations sont applicables à différents degrés de turbulence. Les équations de Stephenson et Martins sont uniquement applicables dans le cas où la turbulence est complètement développée, celle de Wilkins dans le cas où la turbulence est presque complètement développée et enfin les équations de Ergun et Ergun-Reichelt peuvent s'adapter au niveau de turbulence par ajustement des coefficients devant V et V^2 dans l'équation de la forme $i = sV + tV^2$: s augmente et t diminue pour de faibles nombres de Reynolds.

Remarques : toutes les équations, à part celle de Wilkins, sont homogènes.

Chapitre 2 BARRAGE DE LA TOULNUSTOUC

Figure 2-1 : Barrage de la Toulnustouc

2.1 Localisation et spécificités de l'ouvrage

Située dans la région Côte-Nord,à Rivière-aux-Outardes et sur la rivière Toulnustouc (Figure 2-3), la centrale de la Toulnustouc est une centrale hydroélectrique de puissance installée de 526 MW, couplée à un barrage, érigée par Hydro-Québec et inaugurée le 18 Août 2005.

Le barrage de la Toulnustouc est un barrage en enrochements à masque amont de béton. Il est haut de 76 m et repose sur des fondations de roc traité. Long de 570 m, sa hauteur de retenue est de 72,3 m. Son bassin versant a une superficie de 7 863 km^2 et le réservoir à lui seul a une superficie de 23 400 ha et une capacité de retenue de 2 798 000 000 m^3. L'évacuateur de crue, situé côté est de la digue sud (Figure 2-2) peut évacuer un débit maximal de 2400 m^3/s.

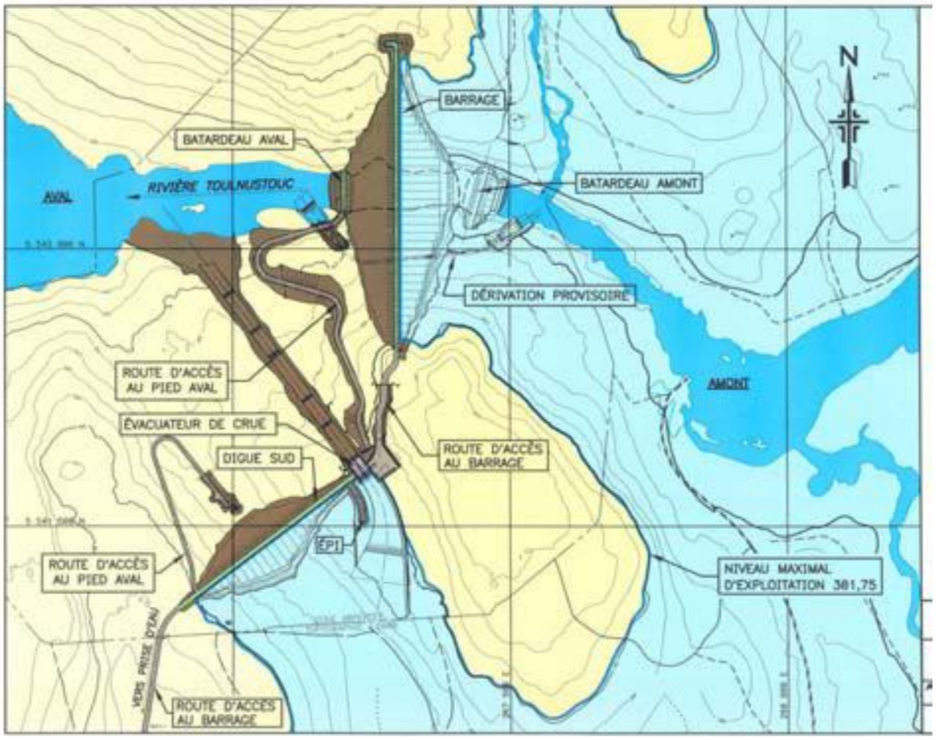

Figure 2-2 : Le barrage, la digue-sud et l'évacuateur de crue(Beauséjour, Bouzaïene, Bigras, & Bergeron, 2006)

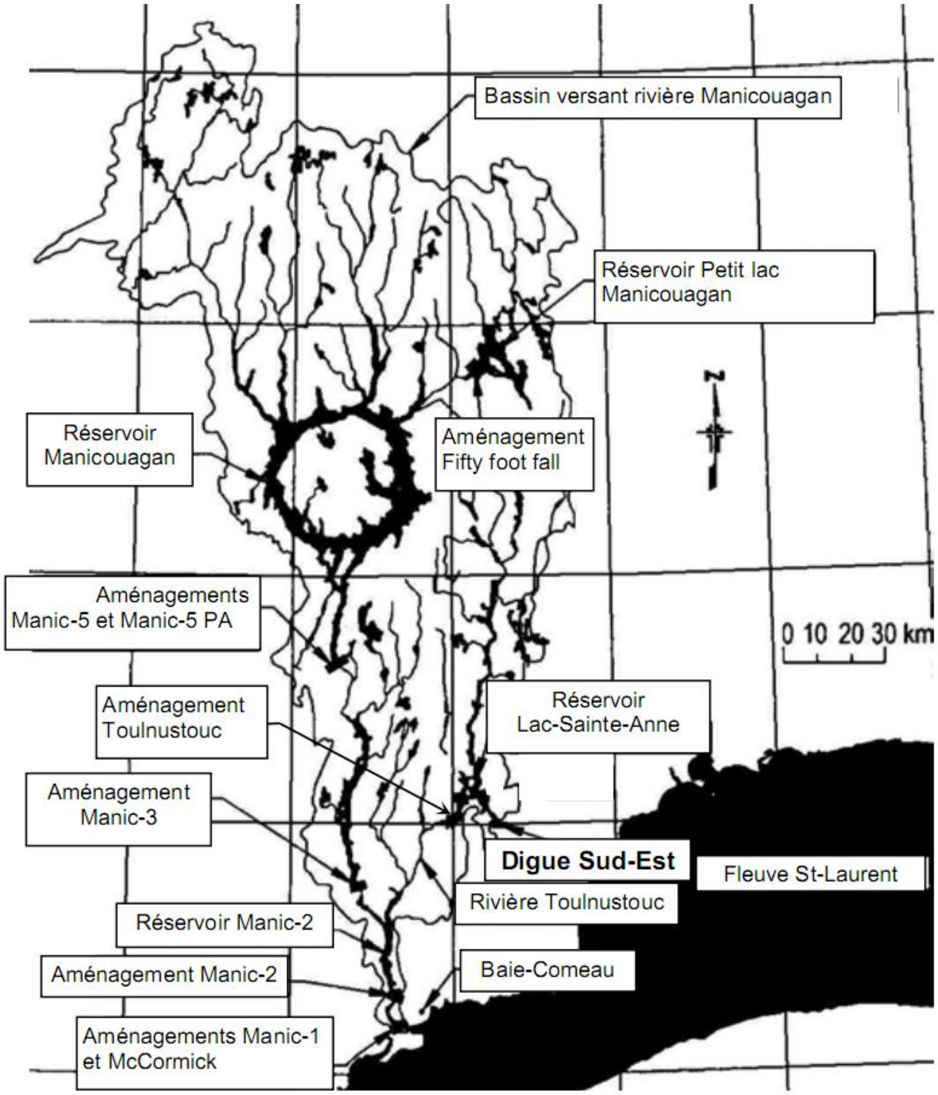

Figure 2-3 : Localisation du site de la centrale de la Toulnustouc(Morency, Hammamji, Beauséjour, & Malenfant, 2006)

2.1.1 Matériaux-définition

Le barrage est construit principalement avec des gros enrochements (Figure 2-5), de type 8C, 8B, 8A et 7B. Au pied aval on trouve également du 3D et du 1C (Figure 2-7).

Tableau 2-1 : Définition des matériaux

- Zone 1 :	moraine placée < 300 mm
- Zone 1A :	moraine déversée < 300 mm
- Zone 1B :	moraine compactée pour batardeaux
- Zone 1C :	moraine placée < 100 mm
- Zone 2 :	granulaire tout-venant compacté < 300 mm
- Zone 2A:	granulaire tout-venant compacté < 80 mm
- Zone 2C:	granulaire sélectionné compacté < 30 mm
- Zone 3A:	enrochement traité compacté < 225 mm
- Zone 3B:	enrochement tout-venant compacté < 1 000 mm
- Zone 3C:	enrochement tout-venant déversé < 1 000 mm
- Zone 3D:	enrochement déversé ou placé < 225 mm
- Zone 3E:	enrochement déversé ou placé < 900 mm
- Zone 4:	enrochement sélectionné pour perré
- Zone 4A:	enrochement sélectionné pour coussin de perré
- Zone 5:	tout-venant déversé ou roulé
- Zone 7:	concassé ou granulaire < 31.5 mm
- Zone 7A:	concassé ou granulaire < 28.0 mm
- Zone 7B:	concassé ou granulaire < 80 mm
- Zone 8A:	enrochement traité compacté < 200 mm
- Zone 8B:	enrochement traité compacté < 900 mm
- Zone 8C:	enrochement traité compacté < 1 800 mm

2.1.2 Géométrie-matériaux

2.1.2.1 Plinthe et traitement des fondations

Le parement amont est raccordé au socle rocheux par l'intermédiaire d'une plinthe en béton construite directement sur le roc, et afin de réduire les percolations vers l'aval et la pression interstitielle à l'aval de la plinthe, il y a eu également injection de tapis et de rideau.

2.1.2.2 Géométrie des remblais (Figures 2-4, 2-5 et 2-6)

- Les talus amont et aval ont été réalisés avec une pente de 1,3H : 1V. La largeur en crête du remblai est de 7 m.

- Le corps de l'ouvrage est constitué d'enrochements compactés : du 8B du côté amont et du 8C dans la partie aval.

- Une couche de transition constituée de matériaux de type 8A est mise en place à l'amont de l'enrochement grossier.

- La couche de support du parement amont de type 7B est quant à elle placée entre les bordures profilées et la couche de transition.

- Le parement en béton est mis en place sur les bordures profilées en escalier.

- En soutien rigide au joint plinthe/parement une zone de type 7A est mise en place à l'aval de la plinthe.

- De la moraine (zone de type 1C) est également placée sur la plinthe afin de colmater l'éventuelles ouverture de joint.

- La voie de roulement est recouverte d'une couche de pierres concassées de type 6.

Les figures 2-5, 2-6 et 2-7illustrent la géométrie des remblais et la mise en place des éléments du barrage de la Toulnustouc et détaillent les zones de crête et du pied amont du barrage.

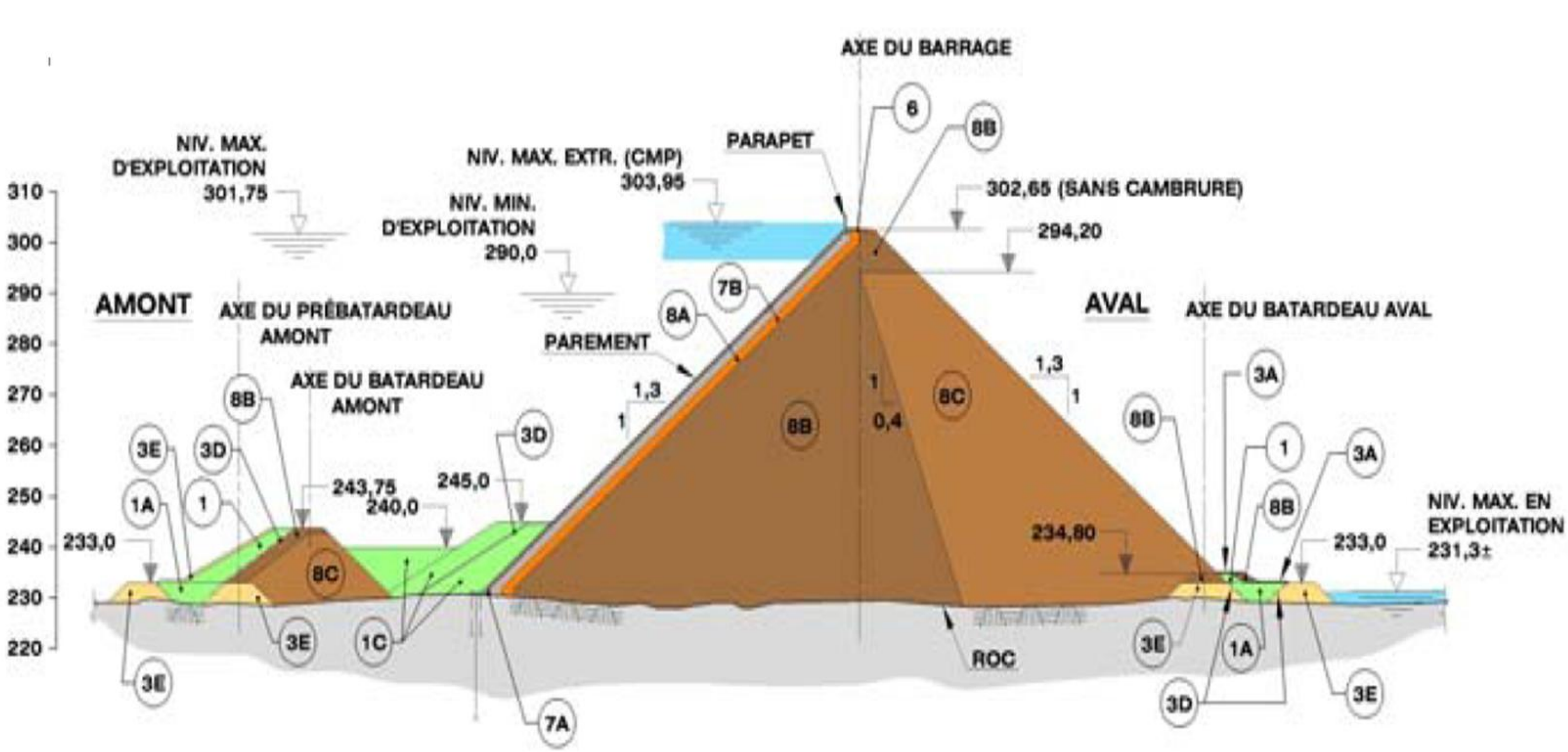

Figure 2-4 : Coupe type du barrage de la Toulnustouc(Boisjoly, et al., 2006)

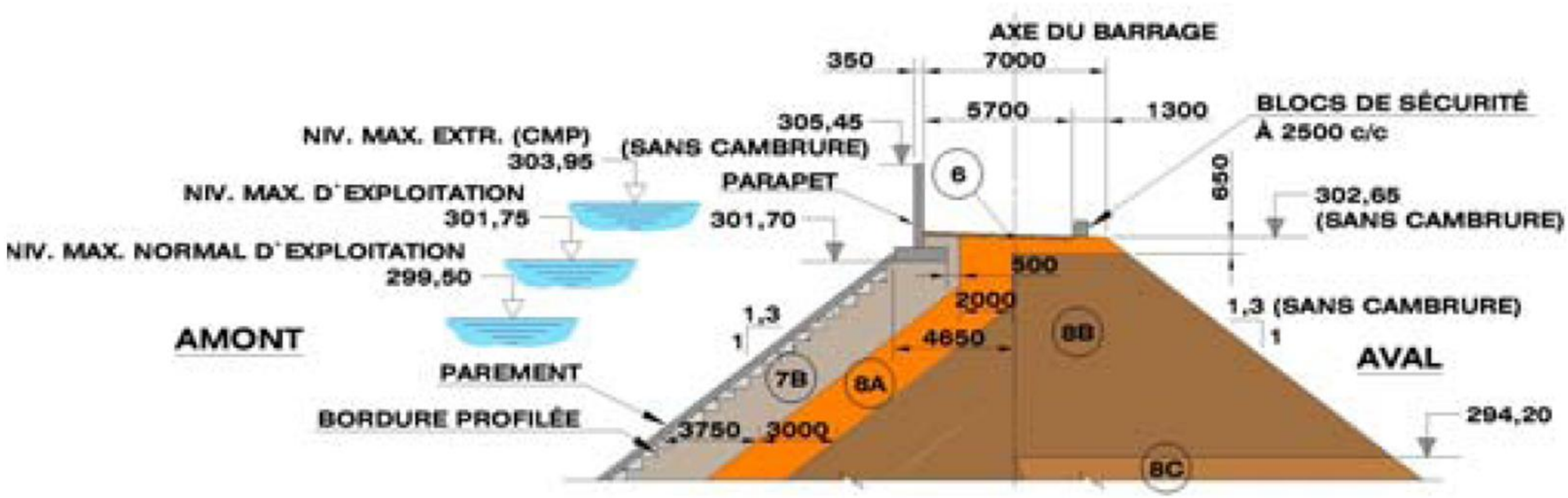

Figure 2-5 : Coupe type du sommet du barrage de la Toulnustouc(Boisjoly, et al., 2006)

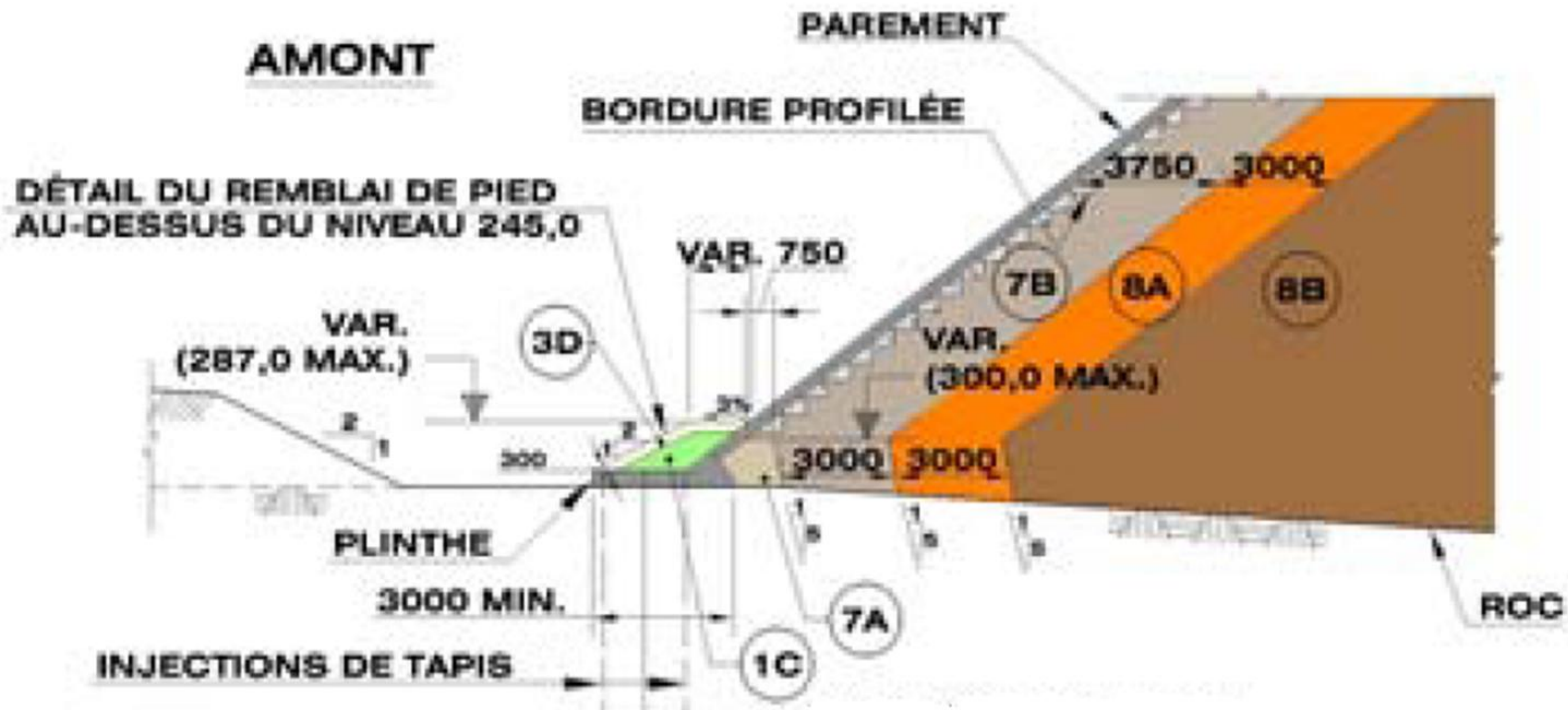

Figure 2-6 : Coupe type du pied amont du barrage de la Toulnustouc(Boisjoly, et al., 2006)

Les tableaux et graphiques suivants donnent les fuseaux granulométriques et les caractéristiques de mise en place des matériaux du barrage. Les matériaux de type 8B et 8C sont obtenus à l'aide de patrons de dynamitage, aucune courbe granulométrique n'est disponible pour ces matériaux.

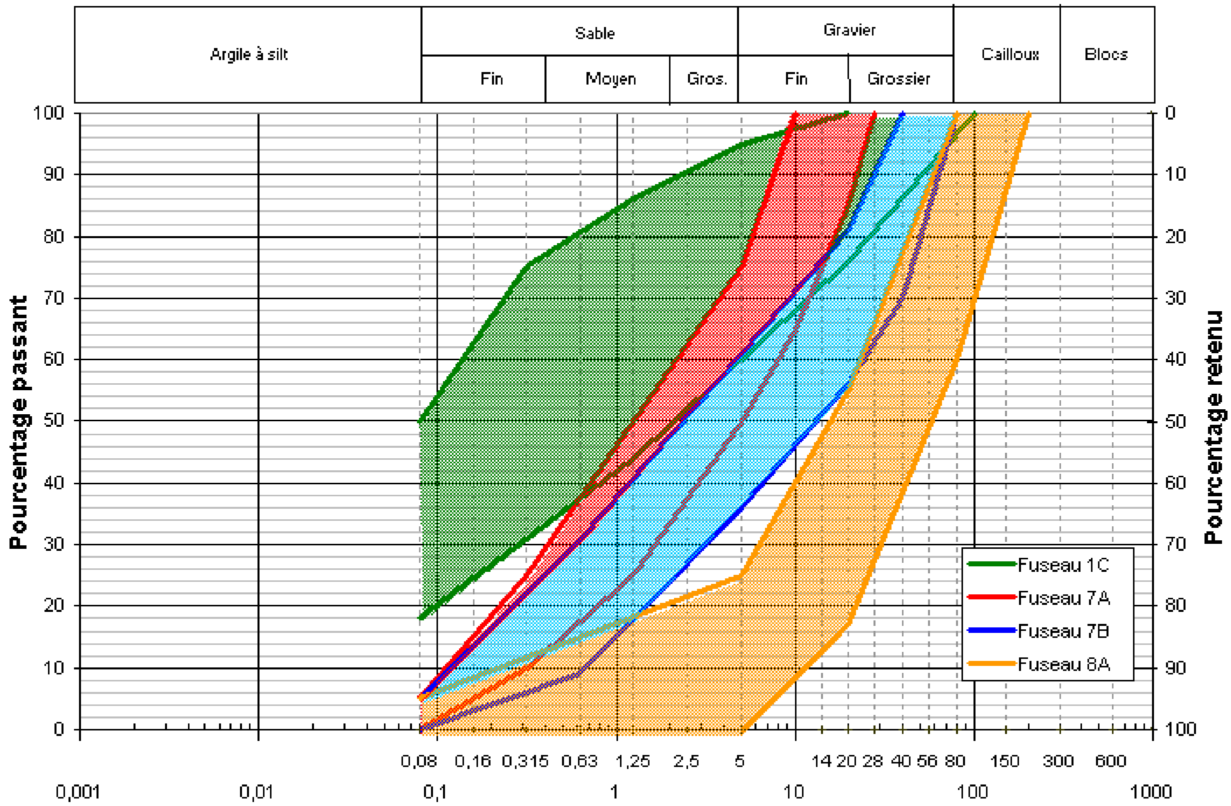

Figure 2-7 : Fuseaux granulométriques des matériaux du barrage(Beauséjour, et al., 2006)

Tableau 2-2 : Mise en place des matériaux du barrage(Beauséjour, et al., 2006)

Matériau	épaisseur couches (mm)	Compactage
1C	450	passage matériel de construction (95% Proctor normal)
3D	225	Aucun (matériau placé)
6	31,5	4 passes de rouleau vibrant 9t
7A	28	100% Protor normal
7B	80	6 passes rouleau vibrant 5,4t (95% densité max. table vibrante)
8A	200	4 passes de rouleau vibrant 9t
8B	900	4 passes de rouleau vibrant 9t
8C	1800	4 passes de rouleau vibrant 9t

2.1.3 Le parement de béton

- 300 mm d'épaisseur nominale
- Résistance en compression à 28 jours pour la partie submergée : 25 MPa
- Résistance en compression à 28 jours pour la partie exposée : 32MPa
- Rapport eau/ciment : 0,45
- % d'acier pour les dalles centrales du parement : 0,4% de la section dans chaque direction au centre de la section
- % d'acier sur une bande de 15 m à partir du joint périphérique : 0,6% au centre de la section
- Sections du parement soumises à la poussée des glaces : 2 lits d'armatures supplémentaires dans chaque direction

2.1.4 Niveaux d'exploitation

- Niveau minimal d'exploitation : 290 m
- Niveau maximal d'exploitation : 301,75 m
- Niveau maximal extrême : 303,95 m

2.2 Caractéristiques géologiques-géotechniques

Au site du barrage, les socles rocheux, généralement sains et peu altérés, affleuraient presque partout en rivière.La rive droite est en moyenne inclinée de 18° et la rive gauche en moyenne de 15°. Enfin, sur la rive droite, des escarpements rocheux verticaux étaient également présents et un dépôt de till (sable graveleux) de 3 à 8m recouvrait la rive gauche.

Chapitre 3 ÉTABLISSEMENT DU FACTEUR DE SÉCURITÉ AU GLISSEMENT

3.1 Introduction

L'objectif de ce mémoire est d'étudier les différents scénarios de ruptures potentielles du barrage de la Toulnustouc. Un premier mécanisme possible est le glissement d'une partie du barrage le long d'un axe qui le traverse de l'amont vers l'aval. Ce mécanisme pourrait être causé par les forces de pressions de l'eau à l'amont exercées sur le parement de béton. La méthode du « Multiple wedgeanalysis », dont un exemple d'application est proposé dans « Gravity Dam Design » (U.S. Army Corps of Engineers, 1995), permet de déterminer un facteur de sécurité à la réalisation de ce mécanisme.

3.2 Multiple wedgeanalysis

3.2.1 Principe

On cherche à établir un facteur de sécurité au glissement de la masse des enrochements constituant le barrage. Pour cela on commence par diviser la masse susceptible de glisser en blocs actifs et passifs. En règle générale on crée un nouveau bloc lorsqu'il y a un changement dans les matériaux où dans la pente du talus.

Les blocs actifs tendent, par les forces qui leurs sont appliquées, à déstabiliser la structure, les blocs passifs tendent à la stabiliser. On définie un bloc central par le début et la fin d'un talus de pente constante.

Il s'agit ensuite de déterminer la surface potentielle de rupture. Pour cela il faut calculer l'inclinaison par rapport à l'horizontal de chaque segment de la surface de rupture. Les équations suivantes donnent ces angles suivant que le bloc correspondant est actif (α) ou passif (β) (Leite, 2009):

$$\alpha = 45 + \frac{\Phi_d}{2} \tag{3.1}$$

$$\beta = 45 - \frac{\Phi_d}{2} \tag{3.2}$$

Et on définit

$$\Phi_d = \tan^{-1}(\frac{\tan\Phi}{FS}) \tag{3.3}$$

Dans le calcul du facteur de sécurité, on émet l'hypothèse que la résultante des forces entre les blocs agit selon l'horizontale, c'est-à-dire que $\theta_1 = \theta_2 = 0$ dans le cas présenté de la figure 3-1.

Le facteur de sécurité est alors sous-estimé, les forces de cisaillement le long des frontières entre blocs n'étant pas prises en compte. Cette hypothèse est donc à la fois conservatrice et simplificatrice.

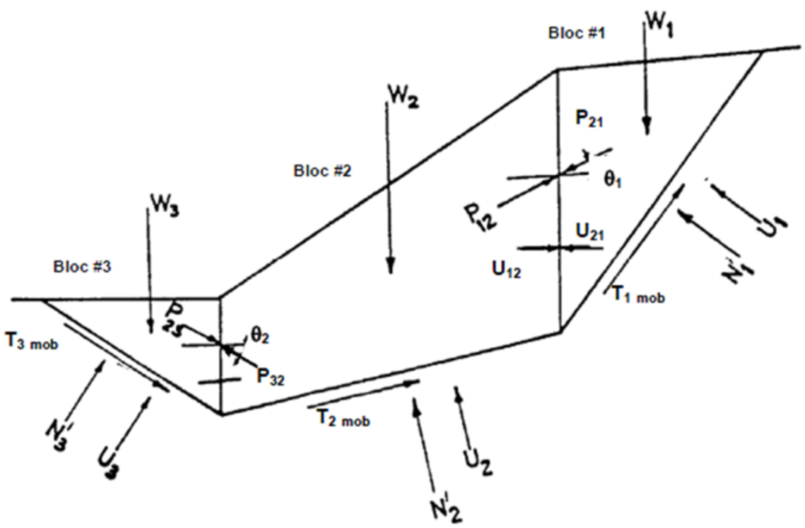

Figure 3-1 : Découpage en bloc et forces appliquées à chaque bloc(Leite, 2009)

3.2.2 Équations

En écrivant les équilibres entre les forces normales et parallèles au plan de rupture, on arrive à l'expression suivante pour le facteur de sécurité (U.S. Army Corps of Engineers, 1995) :

$$FS = \frac{[(W_i + V_i)\cos\alpha_i + (H_{Li} - H_{Ri})\sin\alpha_i + (P_{i-1} - P_i)\sin\alpha_i - U_i]\tan\phi_i + C_i L_i}{(H_{Li} - H_{Ri})\cos\alpha_i + (P_{i-1} - P_i)\cos\alpha_i - (W_i + V_i)\sin\alpha_i} \tag{3.4}$$

Ce qui se traduit par :

$$(P_{i-1}-P_i)=\frac{[(W_i+V_i)\cos\alpha_i-U_i+(H_{Li}-H_{Ri})\sin\alpha_i]\frac{\tan\varphi_i}{FS1_i}-(H_{Li}-H_{Ri})\cos\alpha_i+(W_i+V_i)\sin\alpha_i+\frac{c_i}{FS1_i}L_i}{(\cos\alpha_i-\sin\alpha_i\frac{\tan\varphi_i}{FS1_i})} \quad (3.5)$$

Avec i : numéro du bloc analysé

$(P_{i-1}-P_i)$:somme des forces horizontales appliquées au i$^{\text{ème}}$ bloc

W_i : poids total du bloc, comprenant les effets de l'eau, du roc, du béton…

V_i : force verticale appliquée au sommet du bloc

α_i : angle entre le plan de rupture du bloc i et l'horizontale

U_i : force de soulèvement exercée sur le fond du bloc i

H_{Li} : force horizontale appliquée à la gauche du bloc i

H_{Ri} : force horizontale appliquée à la droite du bloc i

L_i : longueur du segment de rupture du bloc i

L'exemple suivant, tiré de *Gravity Dam Design*(US Army Corps of Ingineers, 1995),illustre le découpage en bloc d'un barrage et l'application des forces à chaque bloc :

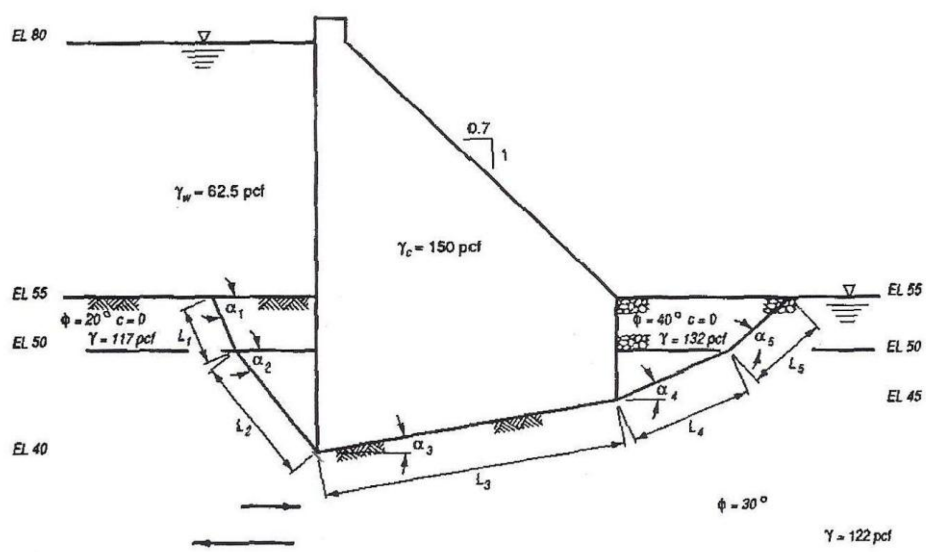

Figure 3-2 : Exemple d'application du "Multiple WedgeAnalysis" (US Army Corps of Ingineers, 1995)

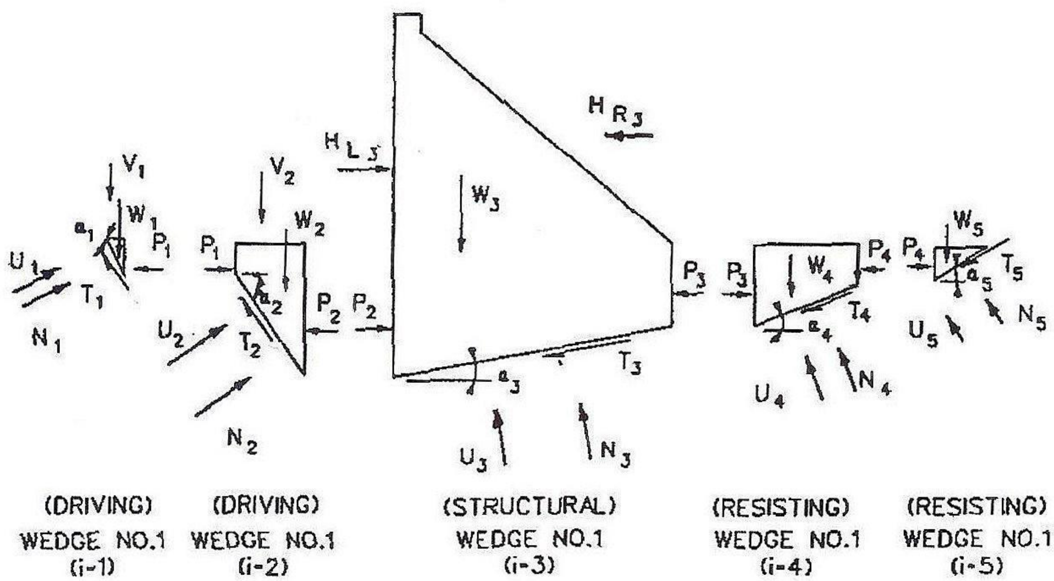

Figure 3-3 : Découpage et synthèse des forces appliquées ("Multiple WedgeAnalysis" (US Army Corps of Ingineers, 1995)

3.3 Paramètres

Les données utilisées pour calculer ce facteur de sécurité concernent non seulement les dimensions du barrage, soit sa hauteur, sa largeur à la base et en crête, la pente des parements amont et aval, mais également les propriétés du sol, de l'eau, du masque de béton, du parapet, les données tirées de l'étude de l'infiltration dans le barrage et les caractéristiques du plan de glissement. Elles sont résumées dans le tableau 3-1 tiré de la note de calcul excel pour le calcul du facteur de sécurité au glissement :

Tableau 3-1 : Synthèse des paramètres influant sur la sécurité au glissement du barrage

Dimensions du modèle		
hauteur du barrage	76.00	m
Largeur de la base du barrage à l'amont de la crête	98.82	m
Largeur de la base du barrage à l'aval de la crête	98.56	m
Largeur du barrage	204.38	m
Largeur de crête	7.00	m
β (angle des pentes aval et amont du barrage avec l'horizontal	37.60	°
accélération gravitationnelle		
g	9.81	m/s^2
Propriétés du sol		
Masse volumique sèche ρ_{dsol}	2 200.00	kg/m^3
Masse volumique déjaugée ρ'_{sol}	1 200.00	kg/m^3
Poids volumique γ_{sol}	21 582.00	N/m^3
Poids volumique déjaugé γ'_{sol}	11 772.00	N/m^3
Angle de friction ϕ_{sol}	45.00	°
$\phi_{dsol} = \tan^{-1}(\tan\phi_{sol}/FS1)$	45.00	°
Cohésion c_{sol}	0.00	kPa
Propriétés de l'eau		
Poids volumique γ_{eau}	9 810.00	N/m^3
Propriétés du masque		
Epaisseur e	0.30	m
Masse volumique du béton $\rho_{béton}$	2 500.00	kg/m^3
Poids volumique $\gamma_{béton}$	24 525.00	N/m^3
Poids volumique déjaugé $\gamma'_{béton}$	14 715.00	N/m^3
Angle de friction $\phi_{béton}$	62.87	°
$\phi_{dbéton} = \tan^{-1}(\tan\phi_{béton}/FS1)$	62.87	°
Résistance en compression f'_c	28.00	MPa
Résistance à la traction f_t	1.75	MPa
Cohésion $c_{béton}$	3 618.90	kPa
Module Elastique $E_{béton}$	23.81	Gpa
Parapet		
h_p : hauteur du parapet au-dessus de la crête	2.60	m
Infiltration dans le barrage		
l_0 : longueur d'infiltration dans la crête	6.40	m
H_e : hauteur de la lame d'eau à l'amont de la crête	130.00	m
h_s : hauteur de sortie de l'eau à l'aval du barrage	0.10	m
h_e : hauteur de la lame d'eau à l'aval de la crête	125.00	m
Plan de glissement		
D_1 : profondeur du départ de la surface de glissement par rapport au niveau de référence	4.50	m
Lame d'eau	-0.95	m
α_1 : inclinaison du segment de la surface de rupture du bloc 1 avec l'horizontal	76.44	°
α_2 : inclinaison du segment de la surface de rupture du bloc 2 avec l'horizontal	67.50	°
α_4 : inclinaison du segment de la surface de rupture du bloc 4 avec l'horizontal	22.50	°

3.3.1 Propriétés du béton

Les caractéristiques concernant l'élément de béton telles que son épaisseur, sa résistance en compression f'_c et sa masse volumique $\rho_{béton}$ sont obtenues grâce aux informations transmises par Hydro-Québec. La résistance à la traction f_t, la cohésion du béton c et l'angle de friction $\Phi_{béton}$ sont obtenus par calculs :

Nous utilisons pour expliquer ces calculs la figure 2.8 du mémoire de Laurent Masson.

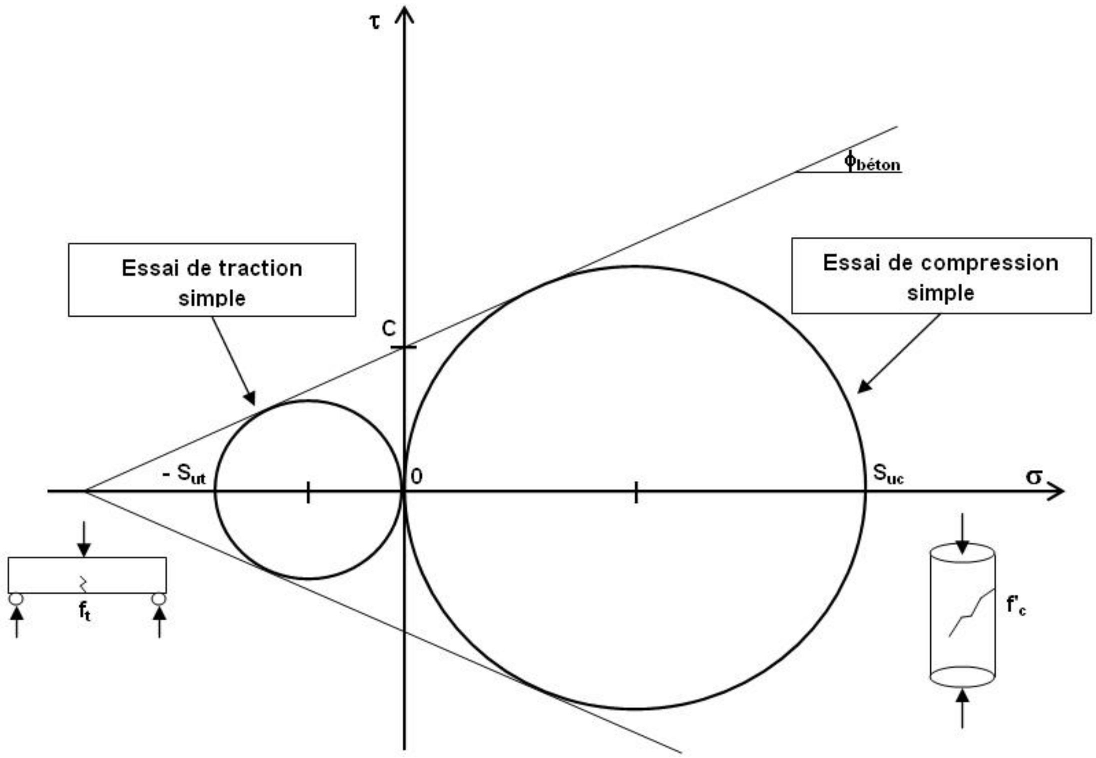

Figure 3-4: Limite de résistance en traction et en compression du béton(Masson, 2009b)

Les limites de résistance en traction et en compression sont reliées à l'angle de friction interne et à la cohésion par les équations 3.6 et 3.7 (Janex, 2008)

$$f'_c = S_{uc} = \frac{2*\cos(\phi)}{1-\sin(\phi)}*c \tag{3.6}$$

$$f_t = S_{ut} = \frac{2*\cos(\phi)}{1+\sin(\phi)}*c \tag{3.7}$$

Le rapport de ces deux équations permet d'isoler l'angle de frottement interne

$$\frac{S_{uc}}{S_{ut}} = \frac{1+\sin(\phi)}{1-\sin(\phi)} = \tan^2(45+\frac{\phi}{2}) \tag{3.8}$$

La limite de résistance en traction est obtenue par la formule 3.9 (Janex, 2008):

$$S_{ut} = f_t \approx 0.33\sqrt{f'_c} \tag{3.9}$$

On obtient finalement l'angle de frottement interne du béton et sa cohésion

$$\Phi_{béton} = [\tan^{-1}(\sqrt{\frac{S_{uc}}{S_{ut}}}) - 45°]*2 \tag{3.10}$$

$$c = f'_c \frac{1-\sin(\phi_{béton})}{2\cos(\phi_{béton})} \tag{3.11}$$

3.3.2 Simplifications

Pour le calcul de la stabilité au glissement, le barrage présente certaines caractéristiques qu'il est difficile de prendre en considération.

Tout d'abord, les caractéristiques géotechniques du barrage posaient problème, les frontières entre matériaux rocheux ne sont pas verticales et ne permettent aucunement une division du barrage en blocs homogènes pour le calcul de la stabilité au glissement. En effet, les blocs doivent avoir des frontières verticales, et dans le cas présent, ils auraient contenu au mieux chacun deux matériaux différents.

Les propriétés mises en jeu dans ce calcul sont la masse volumique et l'angle de frottement interne. Dans la littérature, on retrouve une valeur de l'angle de frottement interne variant entre 40 et 45° pour les enrochements en fonction de leur taille, de leur forme, de la répartition granulaire et de leur compacité (Figure 3-6). Il en ressort que pour des matériaux de même type (enrochements), le diamètre caractéristique influe moins sur l'angle de frottement interne que la compacité et la forme des grains, que nous pouvons considérer comme semblables pour les différents matériaux au vu des données sur la compaction du barrage (4 passes de rouleau vibrant 9t pour le 8A, le 8B et le 8C) et sur les méthodes de fabrication des enrochements (dynamitage pour le 8B et le 8C qui représentent la grande majorité des enrochements). Par conséquent, nous pouvons prendre sans trop nous éloigner de la réalité un angle de frottement interne de 45° pour tous les enrochements du barrage (nous trouvons majoritairement 45° pour des gros enrochements dans la littérature). Les données transmises par Hydro-Québec révèlent que les masses volumiques varient entre 2200 et 2300 kg/m^3 pour les matériaux de type enrochements, mais que cette variation dépend plus de la localisation de l'essai que du type d'enrochement. Par conséquent, nous choisissons une masse volumique globale de 2200 kg/m^3. Ces considérations nous permettent de ne considérer qu'un matériau dans le barrage, d'angle de frottement interne 45° et de masse volumique 2200 kg/m^3.

Ensuite, les caractéristiques géométriques du barrage compliquent également les calculs. La crête a une pente de 3% (pour une longueur de 7 m, soit un dénivelé d'environ 20 cm) et le parapet est ancré à environ 1 m dans le barrage avec une base rectangulaire. Dans un premier temps, nous avons réalisé un fichier de calcul prenant en compte ces deux spécificités. Si pour le calcul des aires et des poids des blocs, cela ne pose pas de problème, dans le cas des calculs des forces de pressions, cela implique de nombreuses décompositions qui n'apportent pas de précisions appréciables. Dans le but de simplifier les éventuelles modifications dansles calculs qui auraient pu survenir, nous avons choisi de poursuivre le calcul avec une pente nulle en crête et en considérant que le parement et le parapet avaient le profil illustré à la figure 3-5.

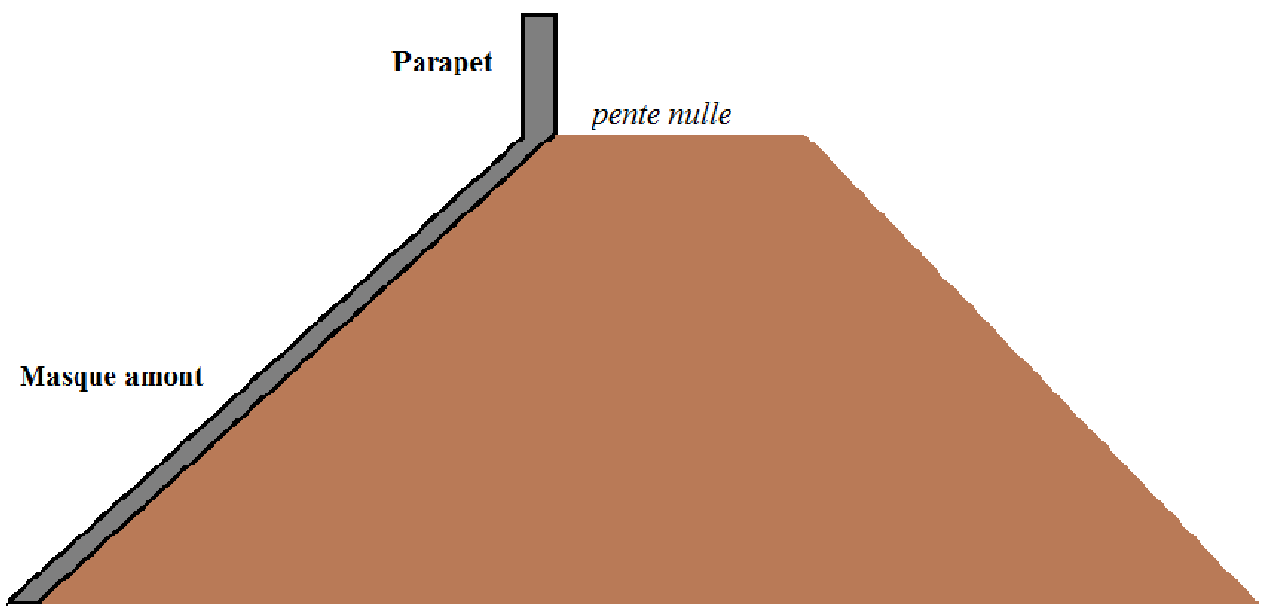

Figure 3-5 : Simplifications géométriques

$\varphi' = 36° + \varphi'_1 + \varphi'_2 + \varphi'_3 + \varphi'_4$			
Compacité	φ'_1	−6° 0° +6°	lâche : $I_D = 0{,}4$ moyen : $I_D = 0{,}6$ serré : $I_D = 0{,}9$
Forme et rugosité des grains	φ'_2	+1° 0° −3° −5°	aigu moyen arrondi sphérique
Grosseur des grains	φ'_3	0° +1° +2°	sable fin $0{,}06\ mm < D_{10} < 0{,}2\ mm$ gravier $0{,}6\ mm < D_{10} < 2\ mm$ gros gravier $D_{10} > 2\ mm$
Répartition granulaire	φ'_4	−3° 0° +3°	uniforme $c_u \leq 2$ moyenne $2 < c_u < 5$ étalée $c_u \leq 5$

Figure 3-6 : Influence des caractéristiques physiques sur l’angle de frottement interne d’un matériau pulvérulent (Lérau, 2005-2006)

3.4 Calcul du facteur de sécurité

3.4.1 Calcul des aires

Le calcul des aires des différents blocs fait apparaitre deux cas possibles. La surface de glissement peut atteindre ou non la fondation rocheuse.

3.4.1.1 Les deux cas

Cas 1 : la surface de glissement n'atteint pas le roc, on étudie le glissement avec 4 blocs

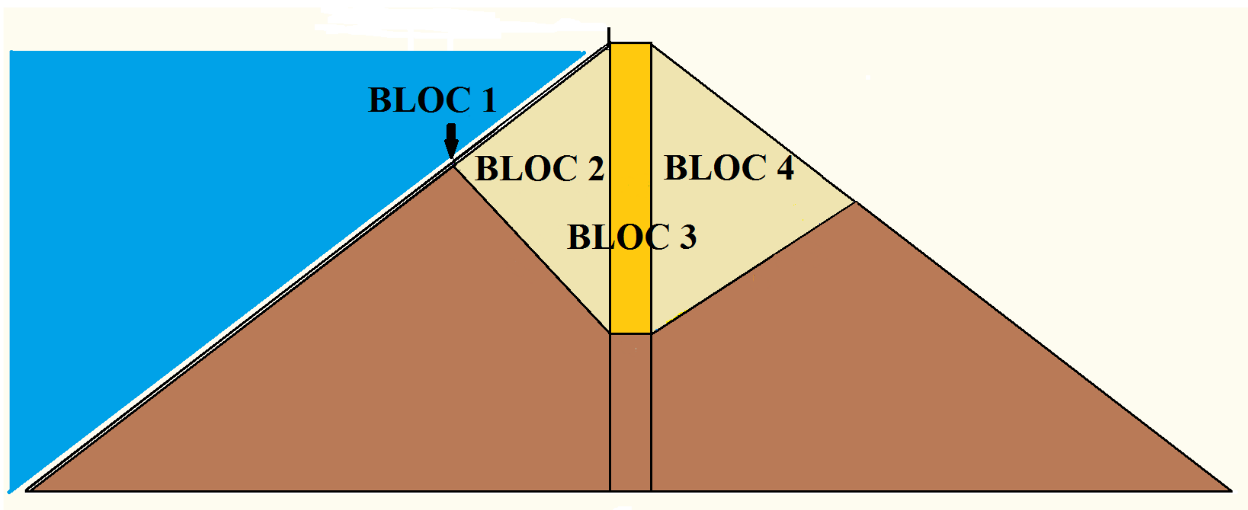

Figure 3-7 : Découpage du barrage dans le cas 1

Cas 2 : la surface de glissement atteint la fondation rocheuse, on étudie 5 blocs

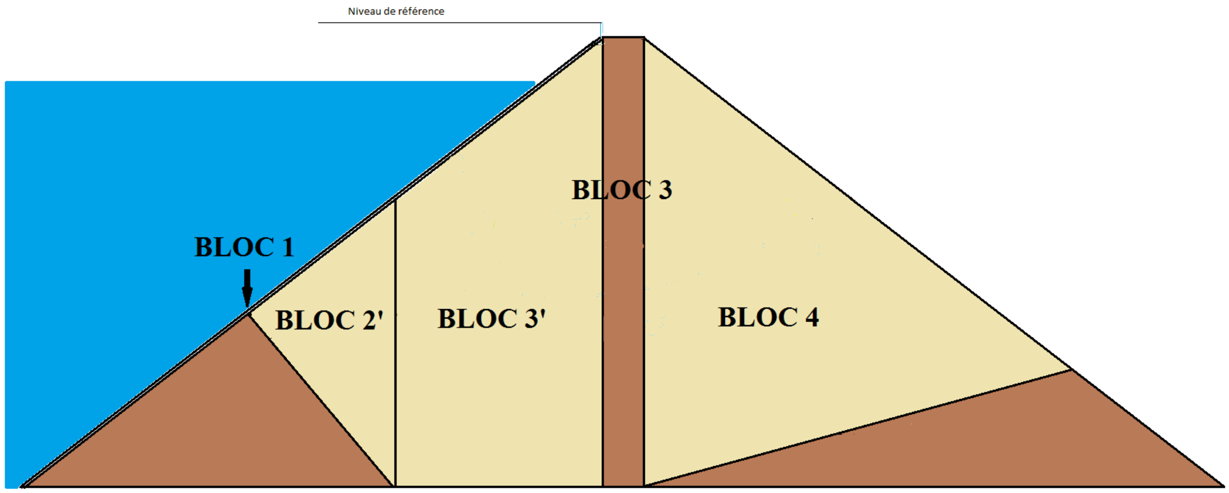

Figure 3-8 : Découpage du barrage dans le cas 2

La limite entre ces 2 cas est atteinte lorsque le bloc 2 atteint la fondation rocheuse, soit, comme illustré sur la figure 3-7 :

$$B + d + \frac{e}{\cos\beta} = H_{barr} \tag{3.12}$$

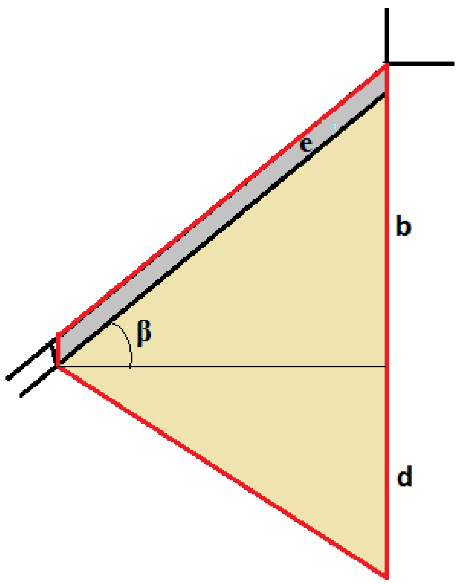

Figure 3-9 : Bloc2 - Limite cas 1/cas 2

Les aires sont calculées à partir de formules simples de trigonométrie.

3.4.1.2 Calcul des aires dans le cas 1

Bloc 1

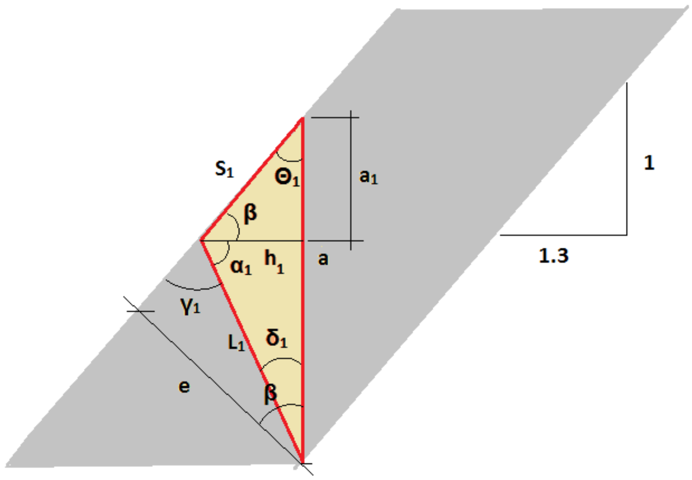

Figure 3-10 : Calcul de l'aire du bloc 1

Les valeurs de e et β sont des données du barrage, on obtient a, α_1, γ_1, L_1 et h_1 par les équations suivantes :

$$a = \frac{e}{\cos\beta} \tag{3.13}$$

$$\Phi_{dbéton} = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\Phi_{béton}}{FS}\right) \tag{3.14}$$

$$\alpha_1 = 45 + \frac{\Phi_{dbéton}}{2} \tag{3.15}$$

$$\gamma_1 = 180 - \beta - \alpha_1 \tag{3.16}$$

$$L_1 = \frac{e}{\sin\gamma_1} \tag{3.17}$$

$$h_1 = L_1 * \cos\alpha_1 \tag{3.18}$$

$$A_1 = h_1 * \frac{a}{2} \tag{3.19}$$

θ_1, δ_1, S_1, et a_1 seront utilisés à d'autres étapes dans le calcul du facteur de sécurité au glissement, nous les calculons comme suit :

$$\theta_1 = 90 - \beta \tag{3.20}$$

$$\delta_1 = 90 - \alpha_1 \tag{3.21}$$

$$S_1 = L_1 * \frac{\sin \delta_1}{\sin \Theta_1} \tag{3.22}$$

$$a_1 = S_1 * \sin \beta \tag{3.23}$$

Bloc 2

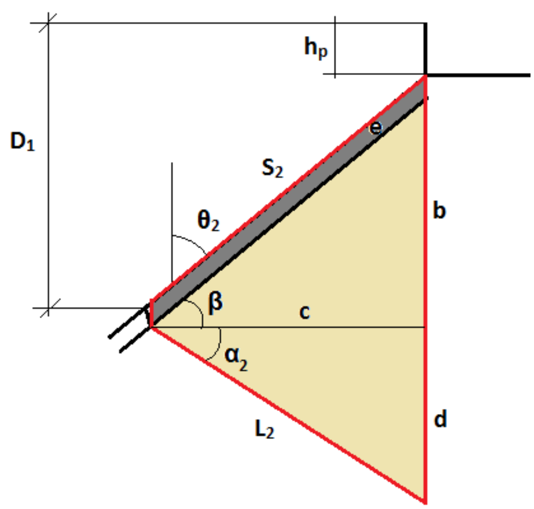

Figure 3-11 : Calcul de l'aire du bloc 2

D_1, a, a_1, h_p, e, β sont connus, les équations suivantes permettent d'atteindre les données manquantes pour le calcul de l'aire du bloc 2 :

$$\Phi_{droc} = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \Phi_{roc}}{FS}\right) \tag{3.24}$$

$$\alpha_2 = 45 + \frac{\Phi_{droc}}{2} \tag{3.25}$$

$$b = D_1 + a - a_1 - h_p - \frac{e}{\cos\beta}\beta \tag{3.26}$$

$$c = \frac{e}{\tan\beta} \tag{3.27}$$

$$d = \frac{c}{\tan\alpha_2} \tag{3.28}$$

$$L_2 = \frac{c}{\cos\alpha_2} \tag{3.29}$$

$$S_2 = \frac{c}{\cos\beta} \tag{3.30}$$

$$\theta_2 = 90 - \beta \tag{3.31}$$

$$A_{2roc} = (b + d) * \frac{c}{2} \tag{3.32}$$

$$A_{2béton} = e * S_2 \tag{3.33}$$

Bloc 3

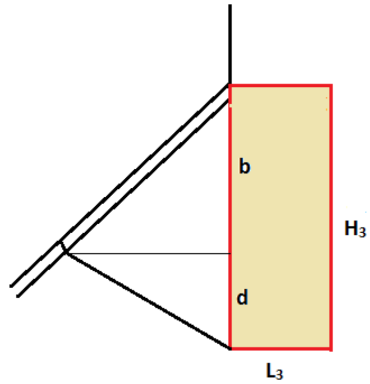

Figure 3-12 : Calcul de l'aire du bloc 3

Les valeurs des données nécessaires au calcul de l'aire du bloc 3 sont connues, à part H_3, soit par les calculs précédents (b et d), soit parce que se sont des données (L_3). Il est important de noter que la valeur b+d+e/cosβ a pour valeur maximaleH_{barr}.

$$H_3 = b + d + \frac{e}{\cos\beta} \tag{3.34}$$

$$A_3 = H_3 * L_3 \tag{3.35}$$

Bloc 4

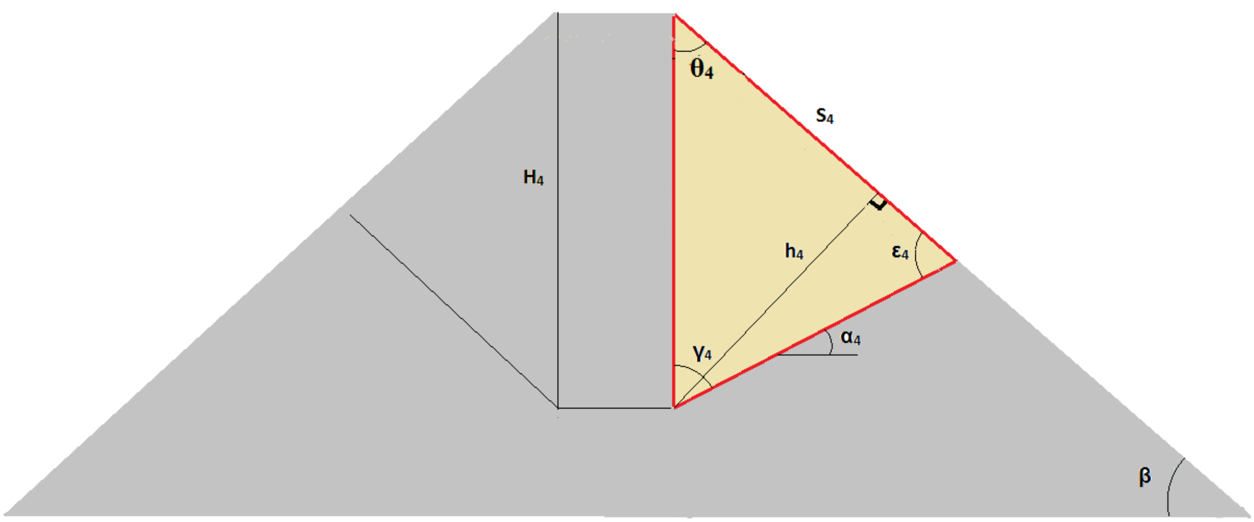

Figure 3-13 : Calcul de l'aire du bloc 4

$$H_4 = H_3 \tag{3.36}$$

$$\alpha_4 = 45 - \frac{\Phi_{droc}}{2} \tag{3.37}$$

$$\gamma_4 = 90 - \alpha_4 \tag{3.38}$$

$$\varepsilon_4 = \beta + \alpha_4 \tag{3.39}$$

$$\theta_4 = 90 - \beta \tag{3.40}$$

$$S_4 = H_4 * \frac{\sin \gamma_4}{\sin \varepsilon_4} \tag{3.41}$$

$$h_4 = H_4 * \sin \theta_4 \tag{3.42}$$

$$L_4 = \frac{h_4}{\sin \varepsilon_4} \tag{3.43}$$

$$\theta_4 = 90 - \beta \tag{3.44}$$

$$A_4 = \frac{S_4 * h_4}{2} \tag{3.45}$$

3.4.1.3 Calcul des aires supplémentaires dans le cas 2

Dans le cas où la surface de glissement atteint le roc, il faut recalculer les aires correspondant au bloc 2. En effet celui-ci doit alors être découpé en deux blocs, la frontière correspondant au niveau où la surface de glissement atteint le roc.

Les deux nouveaux blocs sont nommés bloc 2’ et 3’.

Bloc 2’

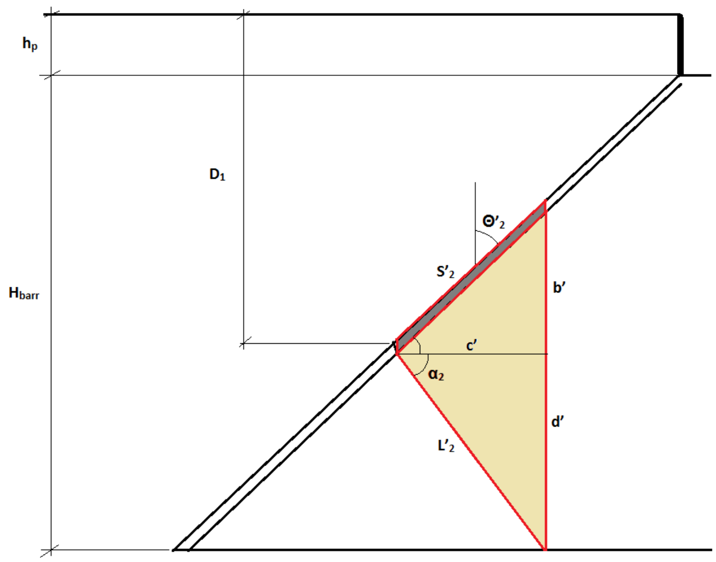

Figure 3-14 : Calcul de l'aire du bloc 2'

Les paramètres H_{barr}, e, β, α_2, D_1, h_p, a, a_1 sont connus à ce niveau du calcul. Les paramètres manquants se calculent comme suit :

$$\theta'_2 = \theta_2 \tag{3.46}$$

$$d' = H_{barr} + h_p + a_1 - a - D_1 \tag{3.47}$$

$$c' = \frac{d'}{\tan\alpha_2} \tag{3.48}$$

$$L'_2 = \frac{d'}{\sin\alpha_2} \tag{3.49}$$

$$S'_2 = \frac{c'}{\cos\beta} \tag{3.50}$$

$$b' = c' * \tan\beta \tag{3.51}$$

$$A_{2'rocs} = \frac{(b'+d')*c'}{2} \tag{3.52}$$

$$A_{2'béton} = 2 * S'_2 \tag{3.53}$$

Bloc 3’

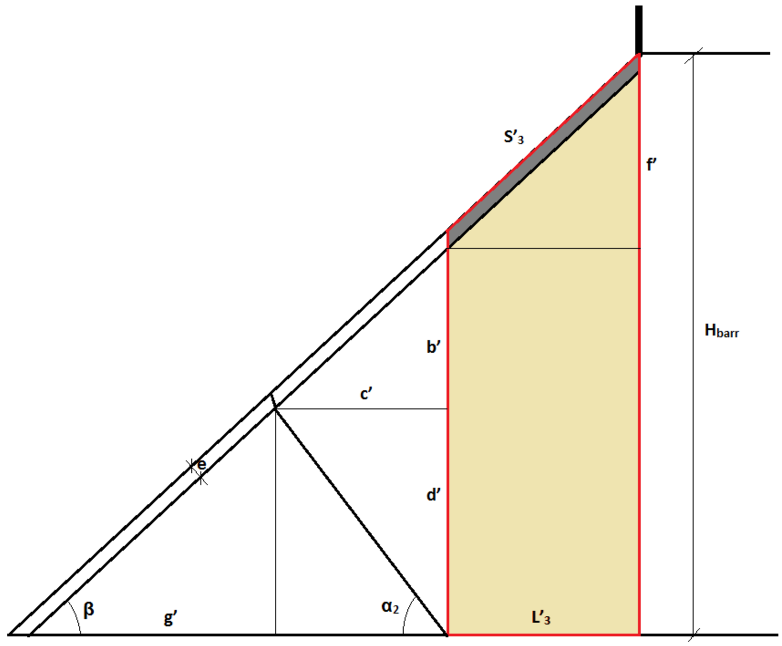

Figure 3-15 : Calcul de l'aire du bloc 3'

Les paramètres e, b', d', c', H_{barr}, α_2 et β sont connus à cette étape de calcul, les autres paramètres sont déterminés comme suit :

$$g' = \frac{d'}{\tan\beta} \tag{3.54}$$

$$L'_3 = \frac{H_{barr} - e/\cos\beta}{\tan\beta} - c' - g' \tag{3.55}$$

$$f' = H_{barr} - \frac{e}{\cos\beta} - b' - d' \tag{3.56}$$

$$S'_3 = \frac{f'}{\sin\beta} \tag{3.57}$$

$$A_{3'roc} = L'_3 * (b' + d') + f' * \frac{L'_3}{2} \tag{3.58}$$

$$A_{3'béton} = S'_3 * e \tag{3.59}$$

3.4.2 Poids des blocs

Le poids des blocs se calcule à l'aide de la formule

$$W_i = A_{ibéton} * \gamma'_{béton} + A_{iroc} * \gamma_{roc} \tag{3.60}$$

Nous considérons que le masque de béton est saturé, étant au contact de l'eau depuis la mise en eau du réservoir. D'un autre côté, nous faisons l'hypothèse qu'au vu de la taille des enrochements (du 7B au 8C), le barrage se comporte comme un drain et ne peut être considéré comme saturé.

$$\gamma'_{\text{béton}} = \gamma_{\text{béton}} - \gamma_{\text{eau}} \tag{3.61}$$

3.4.3 Forces verticales

Les forces verticales sont dues à la pression de l'eau sur les blocs. Si les blocs 1, 2, 2' et 3' sont toujours soumis à ces poussées verticales, pour les blocs 3 et 4, il faut étudier l'infiltration de l'eau dans le barrage pour connaître l'allure du prisme des pressions verticales de l'eau.

Ces calculs seront présentés dans la partie écoulement de l'eau dans le barrage (Chapitre 4). Nous ferons juste un rapide rappel des paramètres mis en jeu dans cette étude.

La hauteur de la lame d'eau au-dessus du parapet (Lame) gouverne l'infiltration de l'eau dans les enrochements, de cette hauteur dépendent la longueur d'infiltration (l_0) et dans le cas où $l_0<L_3$ (L_3 correspond à la longueur de crête), la hauteur d'eau à l'aval de la crête (h_e). La figure 3-14 montre l'allure de la lame d'eau sur le crête.

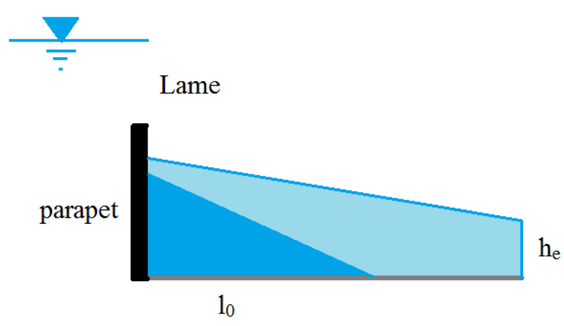

Figure 3-16: Allures possibles de la lame d'eau sur la crête

Les forces verticales se calculent à l'aide de la formule

$$V_i = \frac{h_{ieau} + h_{i+1eau}}{2} * \gamma_{eau} * S_i * \sin\theta_i \tag{3.62}$$

Bloc 1

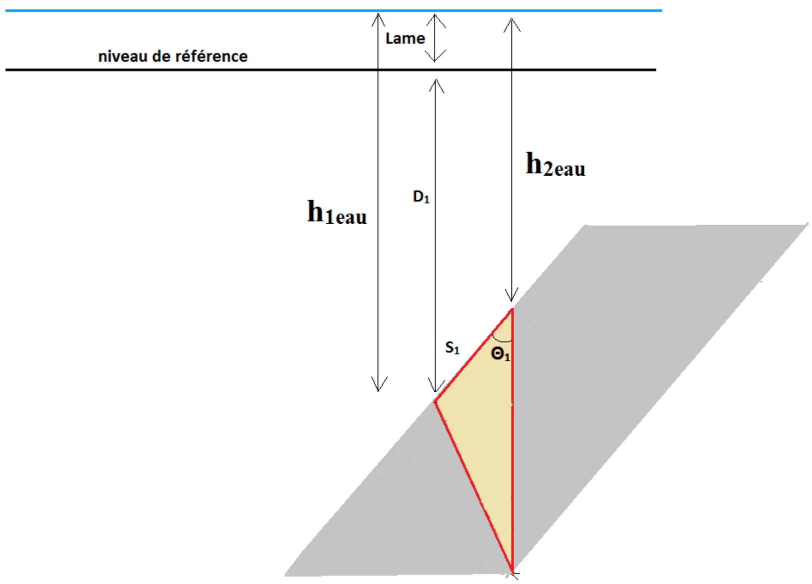

Figure 3-17 : Calcul des forces verticales appliquées au bloc 1

La longueur S_1 et l'angle θ_1 ont été calculés dans la partie calcul des aires. Il reste à calculer h_{1eau} et h_{2eau}

$$h_{1eau} = D_1 + Lame \tag{3.63}$$

$$h_{2eau} = D_1 + Lame - a_1 \tag{3.64}$$

Bloc 2

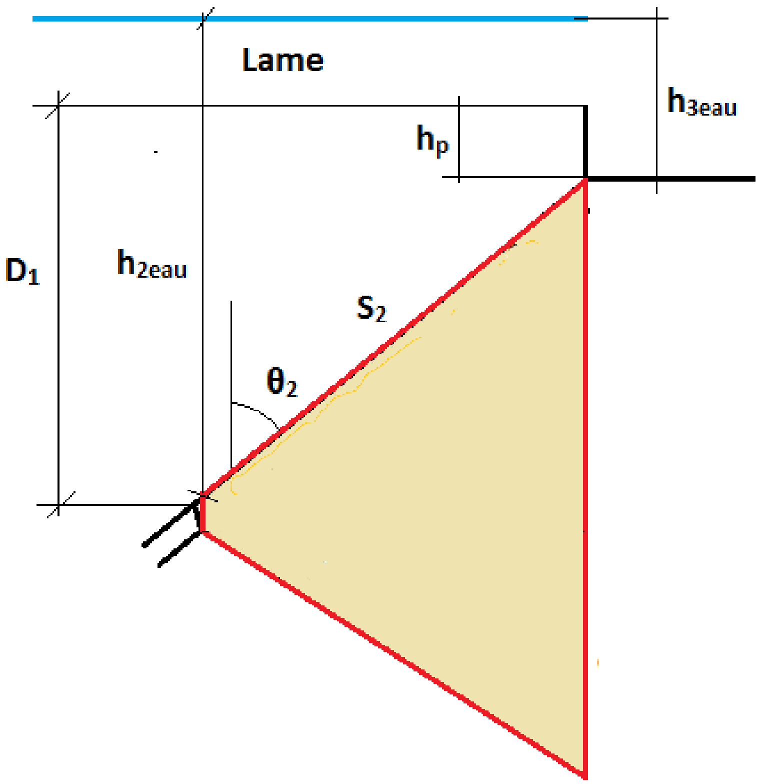

Figure 3-18 : Calcul des forces verticales appliquées au bloc 2

Là encore, S_2 et θ_2 ont été calculés précédemment. Il ne reste qu'à évaluer h_{2eau} et h_{3eau}.

$$h_{2eau} = D_1 + Lame - a_1 \tag{3.65}$$

$$h_{3eau} = Lame + h_p \tag{3.66}$$

Bloc 3

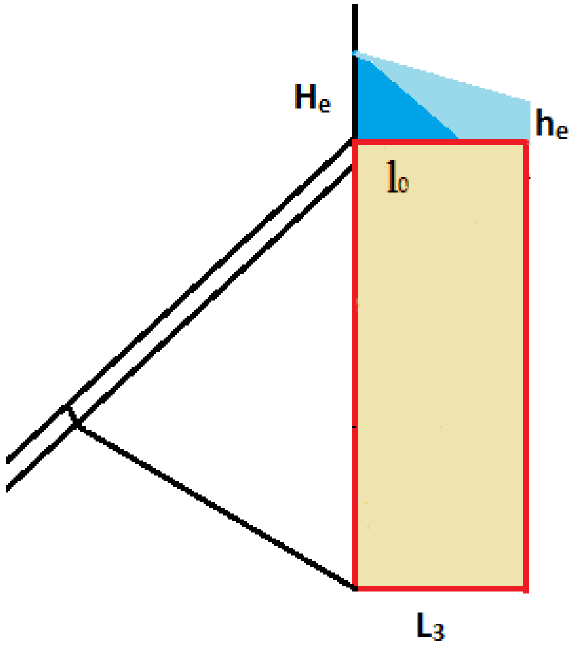

Figure 3-19 : Calcul des forces verticales appliquées au bloc 3

Comme il a été précisé précédemment, les hauteurs d'eau mises en jeu dans le calcul des forces verticales appliquées au bloc 3 sont obtenues à partir des calculs portant sur l'infiltration dans le barrage.

Deux cas sont possibles :

- $l_0 < L_3$

Alors

$$V_3 = \frac{H_e}{2} * \gamma_{eau} * l_0 \tag{3.67}$$

Et

$$\lim_{l_0 \to L_3} V_3 = \frac{H_2 . \gamma_{eau} . L_3}{2} \tag{3.68}$$

- $l_0 = L_3$ et $h_e \in [0\ ;+\infty\ [$

Alors

$$V_3 = \frac{H_e + h_e}{2} * \gamma_{eau} * L_3 \tag{3.69}$$

Bloc 4

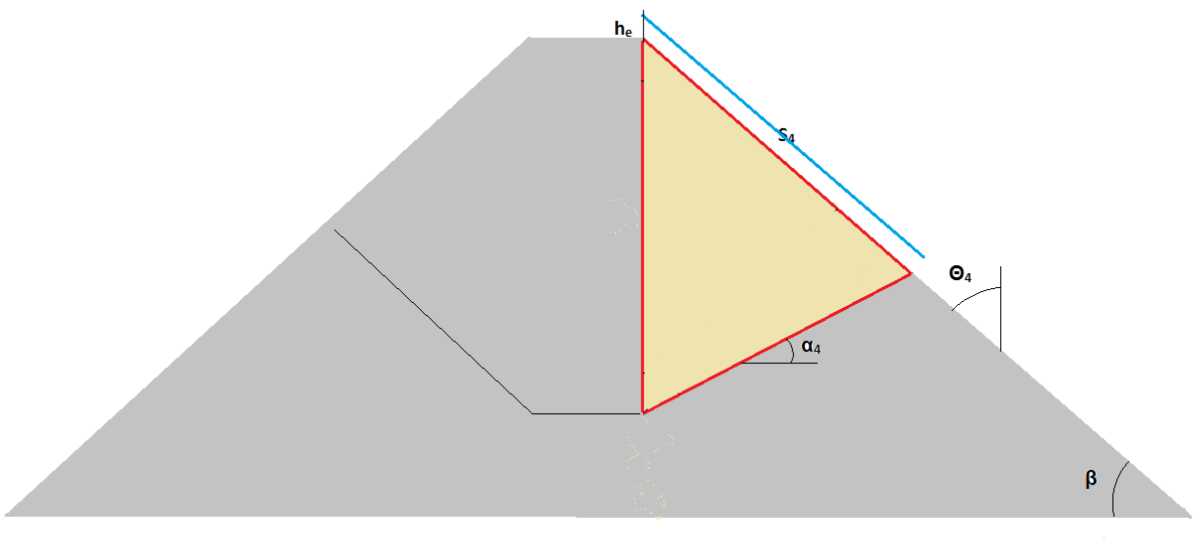

Figure 3-20 : Calcul des forces verticales appliquées au bloc 4

L'étude de l'infiltration dans le barrage par la crête dans le chapitre 4montre que pour des lames de submersion inférieures à 1,5 mètres, la hauteur d'eau à l'aval de la crête est inférieure à 5 cm. Dans ce cas nous considérerons que les forces verticales sont nulles sur le parement aval en supposant que l'eau qui ne s'est pas infiltrée dans la crête s'infiltre dans les premiers mètres du parement aval.

Si la hauteur de la lame est supérieure à 1,5 mètres, nous considéreronsque la lame d'eau a une hauteur constante et égale à h_e sur tout le parement aval. Cela donne comme force verticale sur le bloc :

$$V_4 = h_e * S_4 * \sin\theta_4 \tag{3.70}$$

Bloc 2'

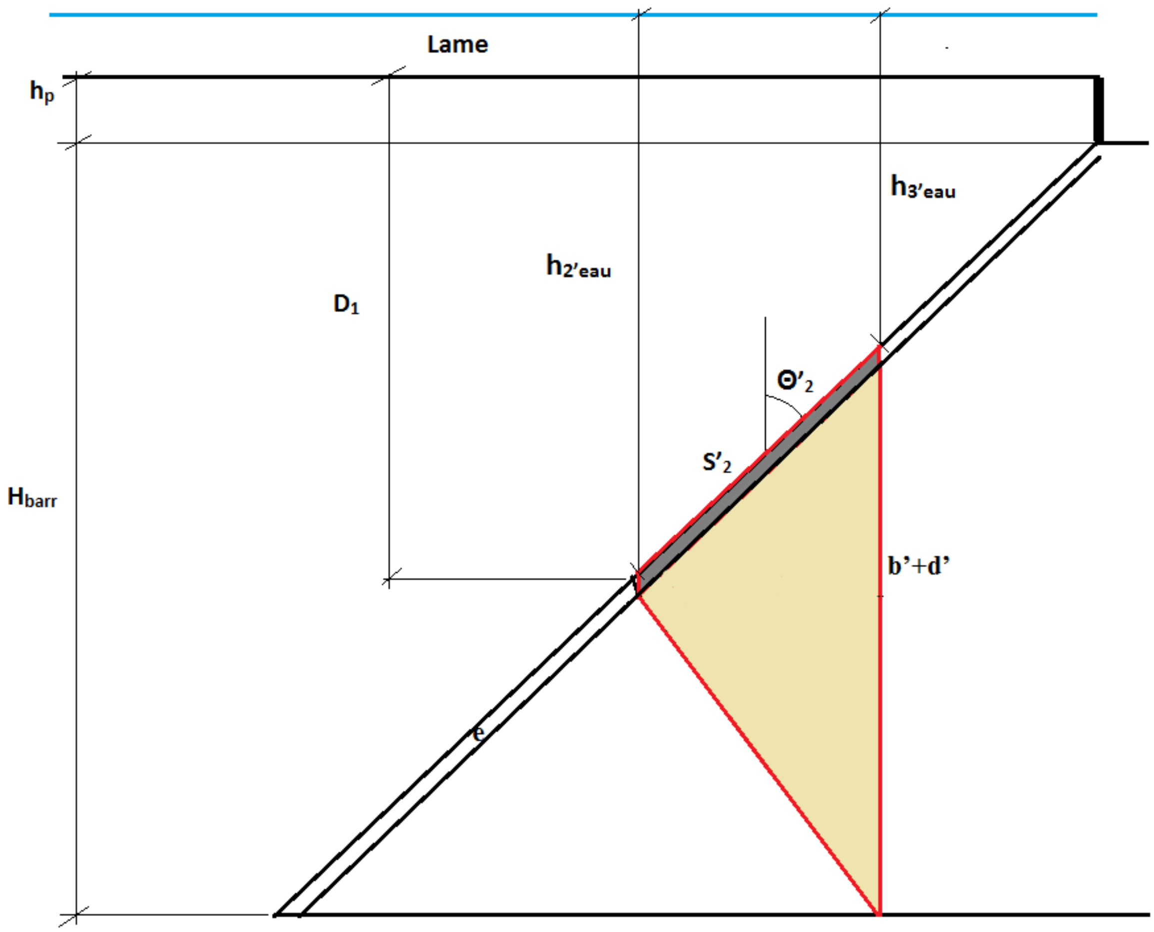

Figure 3-21 : Calcul des forces verticales appliquées au bloc 2'

Tous les paramètres et toutes les données nécessaires aux calculs de la force verticales appliquée au bloc 2' sont connues, mis à part $h_{2'eau}$ et $h_{3'eau}$.

$$h_{2'eau} = D_1 + Lame + a - a_1 \tag{3.71}$$

$$h_{3'eau} = H_{barr} + Lame + h_p - b' - d' - e/\cos\beta \tag{3.72}$$

Bloc 3'

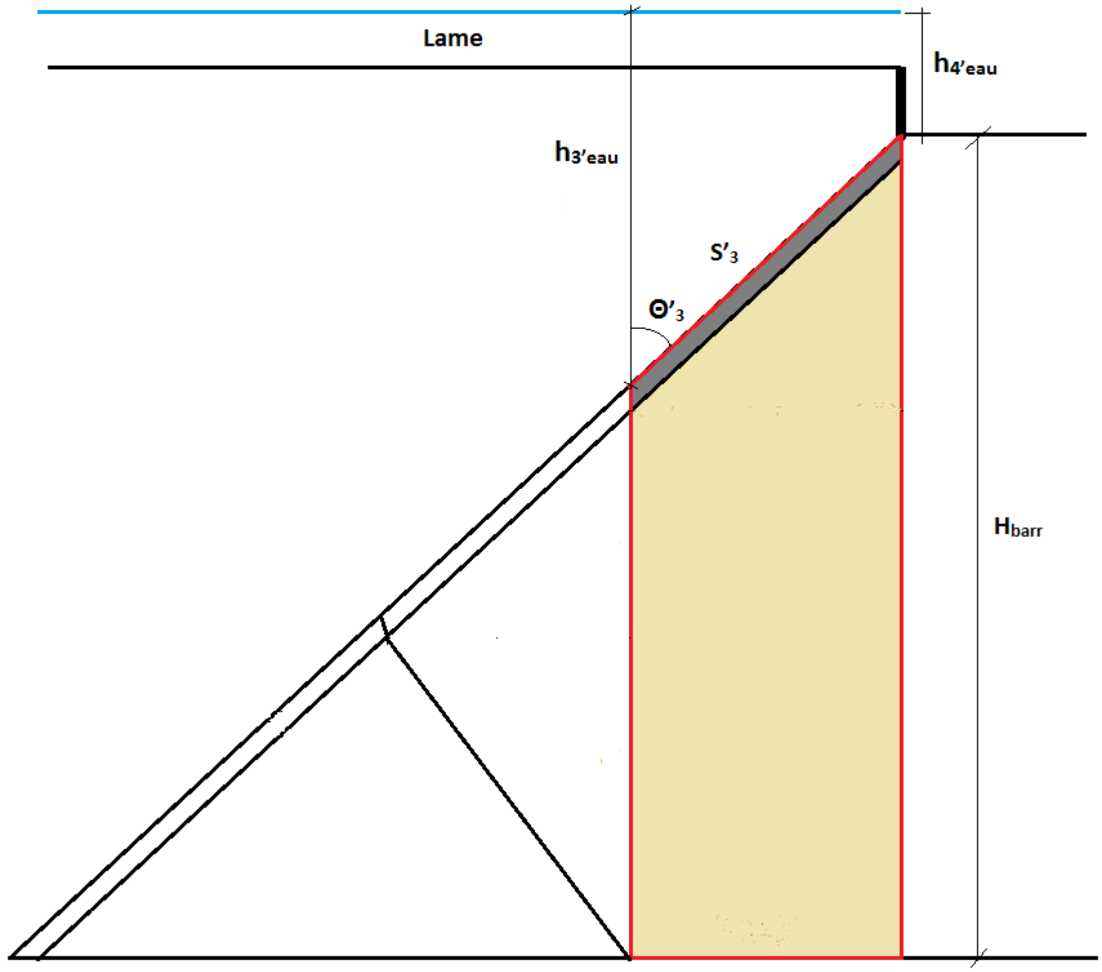

Figure 3-22 : Calcul des forces verticales appliquées au bloc 3'

Là encore, pour ce dernier bloc, toutes les données sont connues, il ne manque que la hauteur d'eau $h_{4'eau}$.

$$h_{4'eau} = Lame + h_p \tag{3.73}$$

3.4.4 Forces horizontales

Le calcul des forces horizontales s'effectue de la même manière que pour les forces verticales, la formule ne change que par remplacement du sinus par un cosinus :

$$H_i = \frac{h_{ieau} + h_{i+1eau}}{2} * \gamma_{eau} * S_i * \cos\theta_i \qquad (3.74)$$

3.4.5 Recherche de la surface de glissement

Les calculs effectués précédemment nous permettent de connaître la résultante horizontale des forces appliquées aux différents blocs en fonction de l'altitude de départ de la surface de glissement (D_1) et du facteur de sécurité choisi, ceci pour différentes hauteurs de la lame d'eau, en déterminant les nouveaux l_0 et h_e pour chaque lame d'eau. Nous pouvons donc rechercher le facteur de sécurité associé à chaque D_1 en le faisant varier jusqu'à obtenir une résultante des forces horizontales nulle.Dans le cas de notre étude, le facteur de sécurité est supérieur à 1 pour toutes les surfaces de glissement possibles et quelque soit la hauteur de la lame d'eau raisonnablement envisageable (une lame d'eau de 1 kilomètre n'entraîne pas de glissement).On peut en conclure que le glissement n'est pas un scénario de rupture du barrage envisageable.

Calcul du facteur de sécurité au glissement

$$(P_{i-1}-P_i)=\frac{[(W_i+V_i)\cos\alpha_i-U_i+(H_{Li}-H_{Ri})\sin\alpha_i]\dfrac{\tan\varphi_i}{FS1_i}-(H_{Li}-H_{Ri})\cos\alpha_i+(W_i+V_i)\sin\alpha_i+\dfrac{c_i}{FS1_i}L_i}{(\cos\alpha_i-\sin\alpha_i\dfrac{\tan\varphi_i}{FS1_i})}$$

Bloc	Φ (en°)	ϕ_d(en°)	cohésion (kN/m2)	α (en°)	cos(α)	sin(α)	tan (Φ)/FS1	L (en m)	W (en kN/m)	V (en kN/m)	U (en kN/m)	HL (en kN/m)	HR (enkN/m)	P_{i+1}-P_i
1	62.8720191	63	3 619	-76.44	0.23	-0.97	1.95	0.33	0.36	3.02	0.00	2.33	0.00	554.45
2	45	45	0	-67.50	0.38	-0.92	1.00	6.25	209.62	71.52	0.00	55.08	0.00	-171.53
2'	42	45	0	-67.50	0.38	-0.92	0.90	79.86	32 263.40	-2 280.77	0.00	-1 756.43	0.00	-12 544.55
3'	42	45	0	0.00	1.00	0.00	0.90	-28.17	-52 728.31	2 409.05	0.00	1 855.22	0.00	-47 162.88
3	45	45	0	0.00	1.00	0.00	1.00	7.00	1 264.24	222.88	0.00	0.00	0.00	1 487.12
4	45	45	0	22.50	0.92	0.38	1.00	7.65	638.07	138.63	0.00	0.00	0.00	1 875.14
													TOTAL	3 745.18

FS1	**1**	**SU**

D_1	**4.5**	**m**
D_{1min}	**3.43**	**m**

Lame	**0**	**m**

CAS	**1**

Figure 3-23 : Calcul du facteur de sécurité au glissement

Chapitre 4 MISE EN MOUVEMENT DES ROCS EN CRÊTE

Bien que nous considérions dans notre étude des scénarios de rupture que l'eau qui submerge le barrage s'infiltre dans la crête, il est tout à fait possible que ce débit soit trop important pour que toute l'eau s'infiltre dans la crête. Dans ce cas, l'écoulement submergeant pourrait entrainer un déplacement des rocs de la crête du côté aval.

La vitesse horizontale de l'écoulement entraîne une force de traînée horizontale sur les rocs les plus à l'aval de la crête, compensée par la force de frottement due au contact avec les enrochements inférieurs, dépendant à la fois de la poussée d'Archimède et du poids du roc. L'objectif est d'étudier dans quelle mesure le poids et la force de frottement agissant sur chaque roc individuellement empêche la mise en mouvement de ce roc.

4.1 Infiltration dans la crête

4.1.1 Principe

Nous divisons la crête en tronçonsde même longueur et pour chacun, on calcule le débit amont, le débit aval et le débit qui s'infiltre dans le barrage. Le débit aval est obtenu à partir de la charge de la section et de la formule des déversoirs, le débit d'infiltration quant à lui est calculé avec la formule de Torricelli. Enfin, le débit amont est égal à la somme du débit infiltré et du débit aval. La donnée de départ est la charge à l'aval de la crête h_e.

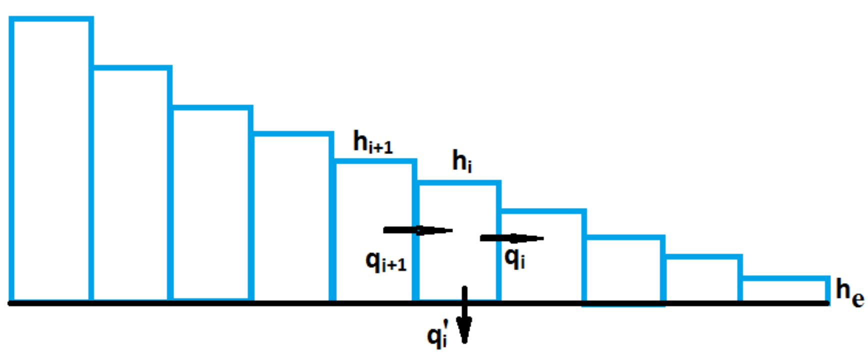

Figure 4-1 : Méthode de calcul de l'infiltration dans la crête

À chaque section i on résout le système d'équations suivant :

$$q_i = mL\sqrt{2gh_i^3} \qquad (4.1)$$

$$q'_i = C_d\sqrt{2gh_i S_{\inf}^{\;2}} \qquad (4.2)$$

$$q_{i+1} = q_i + q'_i \qquad (4.3)$$

$$h_{i+1} = \left(\frac{q_{i+1}}{m\sqrt{2g}}\right)^{2/3} \qquad (4.4)$$

Avec

q_i : débit horizontal à l'aval de la section i (par mètre de longueur de crête)

q'_i : débit vertital à la section i (par mètre de longueur de crête)

q_{i+1} : débit horizontal à l'amont de la section i

h_i : hauteur d'eau à la section i

h_{i+1} : hauteur d'eau à la section i+1

Nous obtenons de cette manière le débit à l'amont de la crête. On procède par essais successifs en changeanth_e afin d'obtenir le débit amont correspondant au débit de submersion. Les figures 4-2 et 4-3 illustrent le calcul de l'infiltration.

section d'infiltration		
Longueur du tronçon	0.10	m
porosité	0.41	
Surface d'infiltration : Sinf	0.04	m²
nombre de tronçons	70.00	

débit amont		
Lame	12.00	m
m	0.40	
q	73.65	$m^3/s/m$

Coefficient de débit Cd	
turbulence + vitesse importante -> Cd pris faible	
Turbulence et vit horiz nulle	0.60
facteur de vitesse horizontale	0.50
Cd	0.30

rayon hydraulique		
m	0.01	m
viscosité cinématique	0.000001	m^2/s

Figure 4-2 : Données du calcul de l'infiltration

Hauteur en bout :		1.60	m	
Tronçon	débit amont (m³/s)	débit aval (m³/s)	débit d'infiltration (m³/s)	charge (m)
0	3.65	3.59	0.07	1.60
1	3.72	3.65	0.07	1.62
2	3.79	3.72	0.07	1.64
3	3.86	3.79	0.07	1.66
56	8.15	8.06	0.09	2.75
57	8.24	8.15	0.09	2.77
58	8.33	8.24	0.09	2.79
59	8.42	8.33	0.09	2.81
60	8.51	8.42	0.09	2.83
61	8.61	8.51	0.09	2.85
62	8.70	8.61	0.09	2.87
63	8.79	8.70	0.09	2.89
64	8.88	8.79	0.09	2.91
65	8.98	8.88	0.09	2.93
66	9.07	8.98	0.09	2.95
67	9.16	9.07	0.09	2.97
68	9.26	9.16	0.09	2.99
69	9.35	9.26	0.09	3.01
70	9.45	9.35	0.09	3.03
	débit d'infiltration total :		0.21	

Figure 4-3 : Calcul de l'infiltration

4.1.2 Choix des constantes

Nous avons choisi comme valeur pour la porosité 0,41, ce qui correspond à un indice des vides de 0,7. Dans la littérature, aucun indice des vides ni porosité n'est proposé pour des enrochements de taille supérieure à quelques centimètres. Ces propriétés sont données pour les types de sols présentés à la figure 3-27, avec les frontières entre les différents sols qui peuvent varier suivant les sources. Les graviers cependant sont proposés en règle générale avec une porosité de l'ordre de 0,4.

Tourbes et vases	0,8 - 0,9
Argiles	0,2 - 0,7
Sables et graviers	0,2 - 0,4
Roches gréseuses	0,02 - 0,2
Roches carbonatées (sauf craie)	0,01 - 0,1
Craie	0,1 - 0,4
Roches endogènes	0,001 - 0,01

Figure 4-4 : Porosité de sols à l'état naturel(P. Antoine & Fabre, 1980)

Deux paramètres constants apparaissent dans les formules des déversoirs et de Torricelli, m et C_d. Dans la littérature, la valeur de m pour des déversoirs oscille autour de 0,4 en fonction du type de déversoir. Nous prendrons 0,4 pour nos calculs.

Le choix de C_d est plus difficile.On retrouve dans la littérature des valeurs de C_d différentes suivant les conditions de l'écoulement, laminaire ou turbulent. Dans le cas de notre étude, l'écoulement est clairement turbulent au niveau de l'infiltration et nous prendrons par conséquent comme première approche de $C_d$la valeur 0,6. Enfin, les diamètres des enrochements d`pendent de la couche que l'on étudie. Nous avons fait les calculs de l'étude de sensibilité avec 1 mètre de diamètre, ce qui serait valable pour la zone 1.2 mètre sous la crête. Dans le cas du début de départ en crête nous prendrons la valeur D =0.2 mètre (premier 1.2 mètres de la crête).

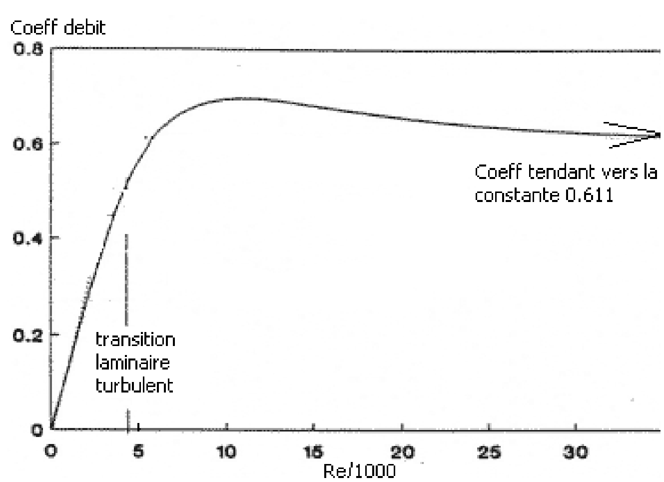

Figure 4-5 : Coefficient de débit en fonction du nombre de Reynolds (mecaflux aide aux calculs de mécanique des fluides, 2009-2010)

Cependant, il faut également prendre en compte la composante horizontale de la vitesse de l'écoulement qui diminue l'infiltration. Le choix d'un coefficient de vitesse nécessiterait des essais d'infiltration dans les enrochements sous écoulement horizontal. Nous n'avons trouvé aucune trace de tels essais dans la littérature, ni même d'essais comparables avec les plaques d'égout qui auraient pu donner des approximations acceptables. Nous proposons dans ce mémoire de diviser le coefficient de débit par deux et nous établirons dans le chapitre 7 l'impact qu'a ce choix sur le résultat.

4.2 Calcul du facteur de sécurité

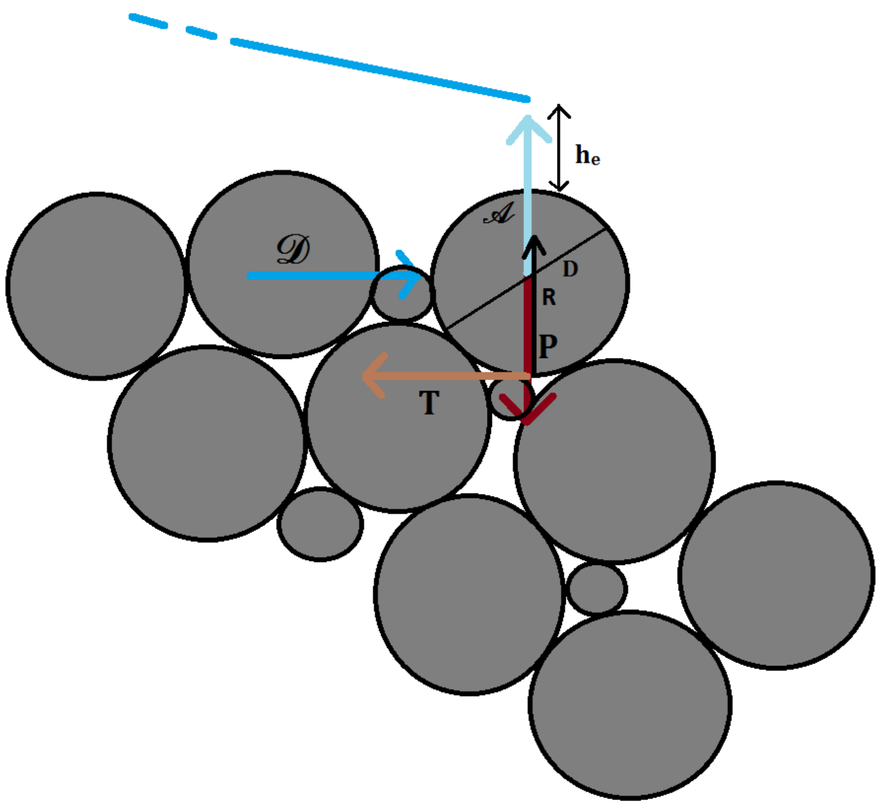

Figure 4-6 : Forces appliquées à l'enrochement à la frontière crête/parement aval

L'enrochement est soumis à son poids P, à la poussée d'Archimède $\mathcal{A}$,à la réaction verticale du barrage R, à la force de trainé $\mathcal{D}$ et à la force de frottement T. L'intensité de ces forces dépend de l'angle de frottement interne des enrochements φ, du diamètre caractéristique des enrochements D, de la surface A du roc perpendiculaire à la force de trainée (nous prendrons la surface de disque de diamètre le diamètre caractéristique du roc) et des masses volumiques des enrochements et de l'eau γ_{roc}et γ_{eau}.

$$P = \gamma_{roc} V_{roc} \tag{4.5}$$

$$A = \gamma_{eau} V_{roc} \tag{4.6}$$

$$R = P - A \tag{4.7}$$

$$D = C_D v^2 \frac{A}{2} \tag{4.8}$$

$$T = (P - A)\tan\Phi \tag{4.9}$$

Il faut également déterminer le coefficient de trainée C_D. Celui-ci dépend du nombre de Reynolds et peut être déterminé approximativement à partir de la courbe de la figure 4-4 donnant C_D en fonction de R_e pour des sphères.

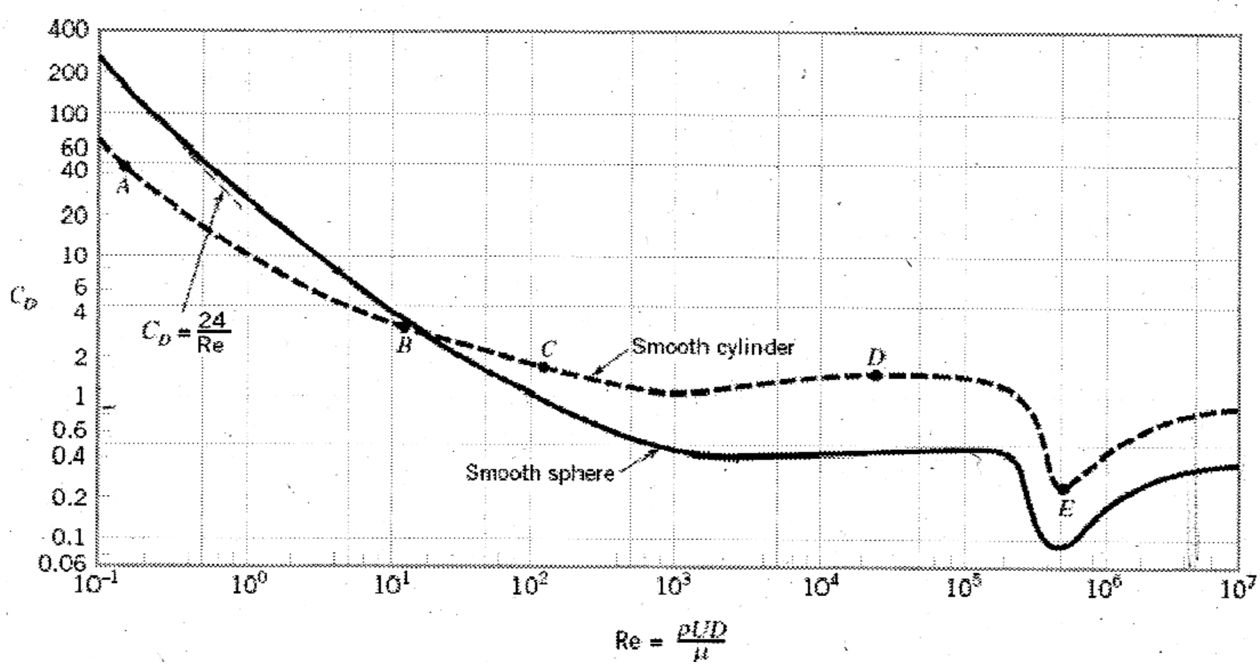

Figure 4-7 : Coefficient de trainée en fonction du nombre de Reynolds pour un cylindre et une sphère lisse(Fuamba, 2009)

Pour l'étude de la mise en mouvement du roc nous prendrons comme vitesse la vitesse sur la crête côté aval, obtenue à partir de h_0 et de la formule des déversoirs. Nous calculons ensuite le nombre de Reynolds qui dépend de la viscosité cinématique prise égale à $10^{-6} m^2/s$, de la vitesse et du diamètre caractéristique D. Enfin la courbe $C_D = f(R_e)$ nous donne le coefficient de trainée. Le nombre de Reynolds obtenu vaut approximativement 3.10^6, variant avec la hauteur de la lame d'eau entre 7.10^5 et 6.10^6. Pour ces valeurs, le coefficient de trainée est très sensible aux variations du nombre de Reynolds (cf Figure 3-29). Nous prenons comme valeur 0.4 qui nous semble le plus correspondre à cet intervalle de valeurs, mais nous accorderons une grande importance à ce paramètre dans l'étude de sensibilité.

Nous connaissons alors tous les paramètres nécessaires au calcul des forces qui s'exercent sur le roc.

Calcul du facteur de sécurité

Le poids, la poussée d'Archimède et la réaction verticale du barrage se compensent. Il n'en est pas de même pour la force de trainée et la force de frottement. Tant que la force de frottement maximale T_{max} est supérieure à la force de trainée D, la force de frottement effective est égale à D. Dans le cas contraire, T prend sa valeur maximale et le roc se met en mouvement.

$$T_{\max} = (P - A)\tan\Phi \tag{4.10}$$

Nous définissons le facteur de sécurité FS2 à la mise en mouvement des enrochements au niveau de la crête par l'équation (4.10).

$$FS2 = \frac{T}{D} \tag{4.11}$$

Dans le cas où le FS2 est inférieur à 1, la mise en mouvement des enrochements commence en crête.

Chapitre 5 MISE EN MOUVEMENT DU SEUIL AVAL

Ce chapitre présente un autre scénario de rupture, la mise en mouvement du bloc situé au pied du parement aval, causée par un gradient de vitesse important, et entrainant la mise en mouvement de tous les enrochements du barrage.

Les expérimentations de Wilkins(1956) lui ont permis de déterminer l'existence d'un gradient limite de 1 au-delà duquel les enrochements se mettent en mouvement (théorie que l'on retrouve dans la littérature (Lafleur, 1991)). Nous avons présenté dans la revue de littérature plusieurs méthodes et équations permettant de relier le gradient hydraulique aux propriétés géotechniques et à la vitesse d'écoulement de l'eau dans les enrochements.

Tableau 5-1 : Gradient critique en fonction de l'indice des vides (Lafleur, 1991)

Indice des vides	Compacité approximative	i_c
0,5	Dense	1,12
0,75	Moyenne	0,96
1,0	Lâche	0,84

Les propriétés géotechniques de l'enrochement étant connues, il s'agit maintenant d'estimer la vitesse de l'eau au niveau où l'eau sort du barrage, c'est-à-dire non seulement là où le gradient de vitesse est le plus important, mais également là où les enrochements auront le plus de facilité à être mis en mouvement sous l'action de l'eau (pour les enrochements les plus à l'aval, le poids des blocs supérieurs et par conséquent la force de frottement seront plus faibles).

5.1 Détermination de la hauteur de sortie

Wilkins (1956) explique la méthode qu'il utilise pour établir la relation entre la vitesse v et le gradient hydraulique, il propose également une méthode qui permet d'estimer la hauteur de sortie de l'eau s'infiltrant dans le barrage au niveau du parement aval.

Il part du principe que la hauteur de l'écoulement à la sortie du barrage est la hauteur critique, par conséquent la hauteur de sortie$h_s$est obtenue en résolvant l'équation

$$Fr = 1 = \frac{v^2}{gh_s} \tag{5.1}$$

AvecFr = nombre de Froude

La vitesse (à travers les vides) peut être également reliée au débit par la relation suivante :

$$v = \frac{q}{h_s}\frac{1+e}{e} \tag{5.2}$$

Avec e = indice des vides

Le débit q est un débit par unité de largeur est correspond au débit d'infiltration dans le barrage, dépendant de la hauteur de la lame et calculé à l'aide des formules des déversoirs et de Torricelli. En résolvant le système des deux équations, on obtient h_s par l'équation suivante :

$$h_s = (q^2/g * (\frac{1+e}{e})^2)^{1/3} \tag{5.3}$$

5.2 Application de l'équation de WILKINS

Wilkins (1956) propose donc la relation suivante liant vitesse de l'eau dans les vides et gradient hydraulique :

$$v_v = 32.9 m^{0.5} i^{0.54} \tag{5.4}$$

Le 32,9 est valable pour le système impérial avec les longueurs en pouce.

Soit également

$$i = \frac{1}{m^{0.93}}(\frac{v_v}{32.9})^{1.85} \tag{5.5}$$

Il convient donc de commencer par le calcul du rayon hydraulique m.

Ce rayon hydraulique, défini par D. W. Taylor est le rapport $\frac{volume\ \ des\ vides}{surface\ \ des\ particules}$.

Wilkins (1956) propose une formule générale pour le rayon hydraulique :

$$m = e * \frac{27.7}{S\gamma} \tag{5.6}$$

Avec S : surface des particules par unité de poids

γ : poids volumique des particules.

Il propose également une formule simplifiée pour le cas où les particules sont sphériques :

$$m = e * \frac{D}{6} \tag{5.7}$$

Or les résultats obtenus avec la formule générale ne donnent pas les mêmes ordres de grandeurs que ceux des résultats obtenus avec les différentes équations présentées dans la revue de littérature. En revanche, l'équation simplifiée donne des résultats en accord avec ces équations. Nous avons donc redémontré la formule générale en partant de la définition du rayon hydrauliquem $= \frac{volume\ \ des\ vides}{surface\ \ des\ particules}$afin de choisir une meilleure formule pour le rayon hydraulique.

$$m = \frac{V_v}{S} \tag{5.8}$$

$$\rightarrow m = \frac{V_v}{V_s} * \frac{V_s}{S} \tag{5.9}$$

$$\rightarrow m = e * \frac{1}{S_{spé/vol}} \tag{5.10}$$

$$\rightarrow m = e * \frac{1}{S_{spé/masse}\rho} \tag{5.11}$$

Avec V_s : volume des particules

S : surface des particules

$S_{spé/vol}$: Surface des particules par unité de volume

$S_{spé/masse}$: Surface des particules par unité de masse ($S_{spé}$)

En considérant le cas des particules sphériques nous arrivons bien à l'équation (5.7), mais pas à l'équation (5.6). Nous abandonnons l'équation (5.6) car elle semble avoir été proposée pour un système d'unité qui n'est pas expliqué.

Il faut maintenant estimer $S_{spé}$ pour des particules non sphériques. Wilkins illustre dans son article que la surface spécifique est plus importante pour des particules non sphériques que pour des particules sphériques. On retrouve également la formule (5.12)(M. Aubertin, Bonimpa, Bussière, & Chapuis, 2003) qui donne une définition de la surface spécifique.

$$S_{spé} = \frac{\alpha}{\rho D} \tag{5.12}$$

Avec D le diamètre caractéristique des particules et 6 (sphères) <α< 18, les auteurs choisissent α = 10 (Kovacs). Nous prendrons cette formule pour nos calculs du rayon hydraulique.

m étant connu, il ne manque que la vitesse d'écoulement avant de calculer le gradient hydraulique. Nous connaissons le débit par unité de largeur q et la hauteur de sortie h_s, n étant la porosité, la vitesse d'écoulement dans les vides est obtenue par la formule :

$$v_v = \frac{q}{nh_s} \tag{5.13}$$

Il ne reste ensuite plus qu'à appliquer la formule pour connaître le gradient de sortie. Nous définissons le facteur de sécurité FS3 par :

$$FS3 = \frac{1}{i} \tag{5.14}$$

Une fois que le facteur de sécurité atteint l'unité, nous considérons que le barrage rupture. En effet, l'enrochement le plus à l'aval se met en mouvement et quitte le barrage, il en résulte qu'un autre enrochement du parement aval prend sa place (Figure 5-2), sans que le gradient de sortie n'ait changé, et donc se met en mouvement également, et ainsi de suite jusqu'à la disparition du barrage, qui va s'accélérer au fur et à mesure que le barrage s'affaisse et que la lame d'eau augmente. Pour le calcul de ce facteur de sécurité nous prendrons le diamètre d'enrochement correspondant au diamètre minimal que l'on peut trouver dans cette couche, soit 1 mètre.

Remarque :

Nous avons fait l'hypothèse d'une perte du barrage par tranches parallèles au parement aval. N'ayant pas le moyen de déterminer avec certitude un scénario différent ou non de celui-là, nous l'avons retenu, pour sa cohérence (c'est le scénario retenu par Fread (1984c) dans le cas de la submersion d'un barrage en remblai et de l'érosion du parement aval) et la possibilité qu'il offre d'être introduit dans le scénario de rupture global simplifié du barrage de la Toulnustouc, qui est l'objet de ce mémoire.

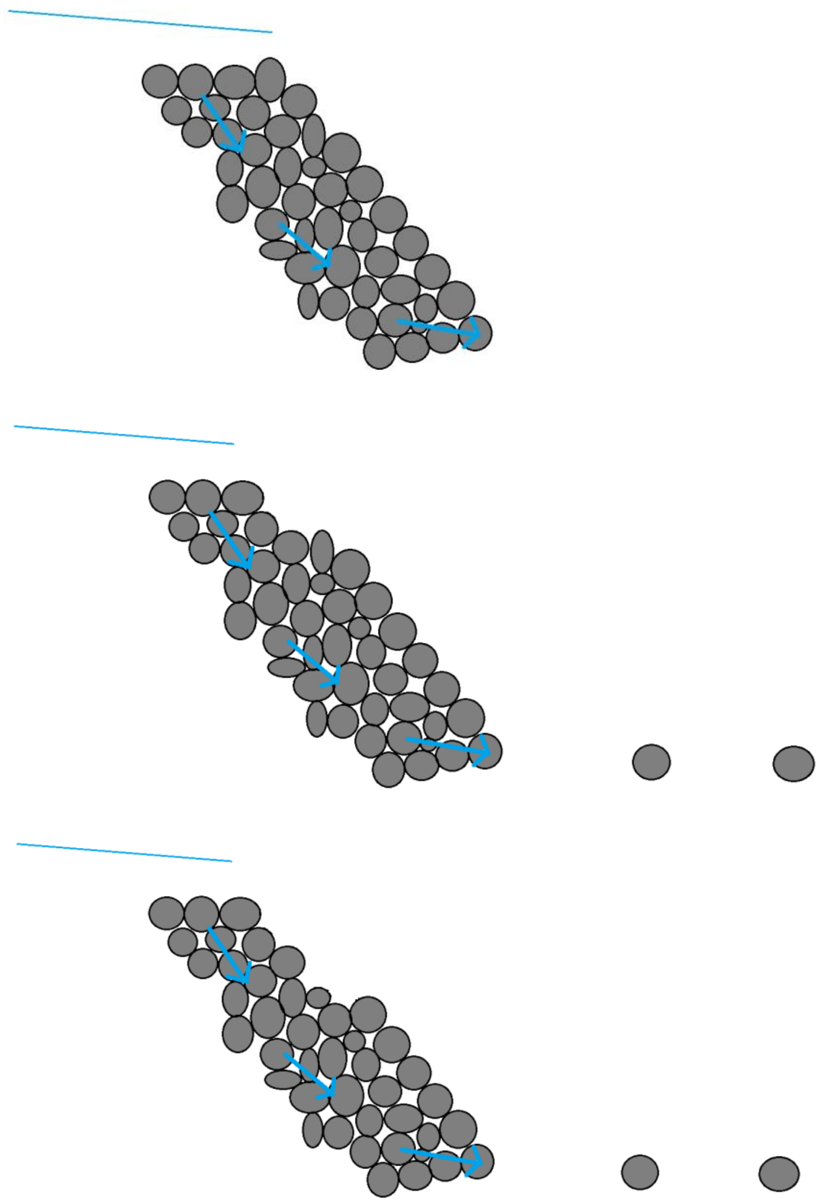

Figure 5-1 : Mise en mouvement au seuil aval et départ du parement aval

Chapitre 6 RUPTURE DU PAREMENT ET DU PARAPET

6.1 Introduction

En cas de hausse du niveau d'eau, le masque amont en béton, ainsi que le parapet à l'amont de la crête sont soumis à des charges, du fait de la poussée de l'eau et de la butée du sol. Les contraintes engendrées sont susceptibles d'entraîner la rupture de ces éléments structuraux du barrage. Dans ce chapitre nous détaillons l'établissement de facteurs de sécurité liés à la rupture du masque amont et à celle du parapet pour différentes hauteurs de lame d'eau, en considérant ces deux éléments structuraux indépendants.

6.2 Calcul des efforts dans le masque et le parapet

Les notions de résistance des matériauxnécessaires aux calculs des contraintes présentes dans le masque et le parapet concernent, après l'établissement des charges extérieures résultant des actions conjuguées de l'eau, du sol et des éléments structuraux eux-mêmes, les calculs des moments fléchissant, des efforts tranchants et des efforts normaux, puis des contraintes de cisaillement et normales engendrées

6.2.1 Calcul des charges

Les contraintes extérieures appliquées au masque amont et au parapet sont la poussée de l'eau à l'amont, la butée du sol et le poids du masque.

Les charges sont réparties, de formes rectangulaire et triangulaire et dépendent des paramètres H_{barr}(hauteur du barrage), h_p(hauteur du parapet), *Lame*(hauteur de la lame d'eau submergeant le barrage), *e*(épaisseur du masqua amont de béton), K_p(coefficient de butée du sol constituant le barrage)et des poids volumiques de l'eau, du béton et du sol. Leurs formes, directions et sens sont présentés aux figures 6-1 et 6-2.

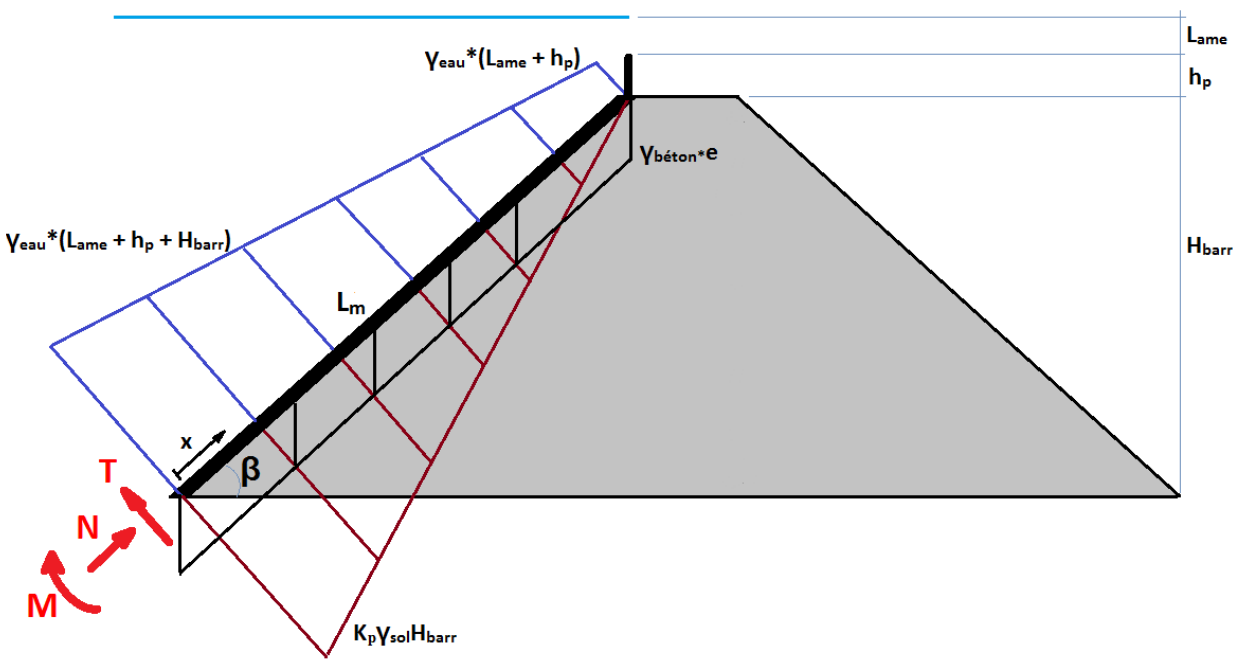

Figure 6-1 : Charges appliquées au parement amont

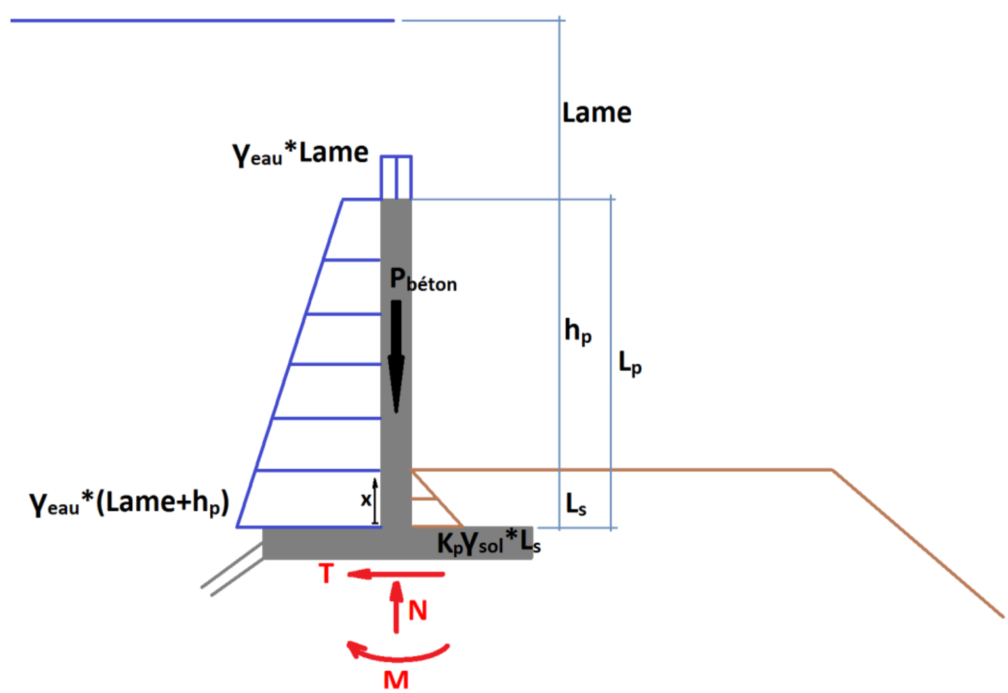

Figure 6-2 : Charges appliquées au parapet

6.2.2 Effort tranchant et contraintes de cisaillement

6.2.2.1 Notion de Résistance des Matériaux

Dans les cas étudiés dans ce chapitre, les charges exercées sont rectangulaire et triangulaires, les formules suivantes, où ω correspond, suivant la forme de la charge, à la charge maximale où à la valeur de la charge le long du porte-à-faux, permettent d'évaluer les efforts tranchants et moments fléchissants le long de l'axe des x, pour des charges rectangulaire (gris) et triangulaire (bleu) (figure 6-3).

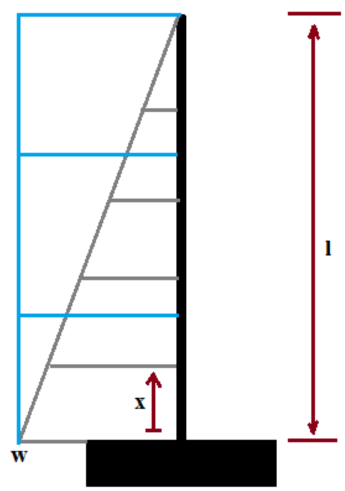

Figure 6-3: calcul des efforts tranchant et des moments fléchissants le long d'une poutre en porte-à-faux

$$T_{rec} = \omega * x \tag{6.1}$$

$$T_{triang} = \frac{\omega * x^2}{2 * I} \tag{6.2}$$

$$M_{rec} = -\frac{\omega (L - x)^2}{2} \tag{6.3}$$

$$M_{triang} = -\frac{\omega (L - x)^3}{6L} \tag{6.4}$$

Avec

T_{rec} : effort tranchant le long du porte-à-faux engendré par une charge répartie rectangulaire

T_{triang} : effort tranchant le long du porte-à-faux engendré par une charge répartie triangulaire

M_{rec} : moment fléchissant le long du porte-à-faux engendré par une charge répartie rectangulaire

M_{triang} : moment fléchissant le long du porte-à-faux engendré par une charge répartie triangulaire

Une fois les efforts tranchants connus, les contraintes de cisaillement dans chaque section peuvent être calculées. Au droit d'une section de hauteur *e* et de largeur *b*, on observe une distribution parabolique de la contrainte de cisaillement, avec la contrainte maximale, τ_{max}, au milieu de la section, à *e/2*, et des contraintes de cisaillement nulles aux extrémités.

$$\tau_{\max} = \frac{3T}{2be} \tag{6.5}$$

Une fois les moments fléchissants connus, les contraintes normales dans chaque section peuvent être calculées. Au droit d'une section de largeur b et de hauteur e, ces contraintes de flexion sont maximales aux extrémités et nulle sur l'axe neutre. Elles sont calculées à l'aide des formules

$$\sigma = \frac{My}{I} \tag{6.6}$$

$$I = \frac{be^3}{12} \tag{6.7}$$

La contrainte de flexion est maximale à l'axe neutre, c'est-à-dire pour y=e/2. On peut déduire de la relation précédente :

$$\sigma_{\max} = \frac{Me}{2I} \tag{6.8}$$

6.2.2.2 Calcul de K_p

Le sol n'exerce que des contraintes de butée, il faut donc calculer un coefficient de butée K_p. Pour cela nous utilisons la méthode NAVFAC DM-7 (1971). Pour appliquer cette méthode, il est nécessaire de connaître la pente du talus aval β, l'angle de friction interne du sol Φ_{sol} et l'angle de friction à l'interface masque/sol δ qui peut être estimé à l'aide de la Figure 6-3.

Les coefficients de butée sont représentés dans la partie supérieure du graphique. On commence par calculer les rapports β/Φ_{sol}et $-\delta/\Phi_{sol}$. Le rapport β/Φ_{sol} nous permet de choisir la courbe qui correspond au cas étudié. On intercepte cette courbe avec la verticale d'équation $\Phi=\Phi_{sol}$ et on lit la valeur de K_p correspondante sur l'axe des ordonnées. On multiplie ensuite cette valeur par un facteur de réduction R, qui dépend de Φ_{sol} et $-\delta/\Phi_{sol}$ et qui peut être obtenue à l'aide du tableau en haut à gauche du graphique.

Dans notre cas, β=37.6° et Φ_{sol}=45°. L'estimation de l'angle de friction à l'interface masque/sol est plus compliquée, en effet le masque n'est pas en contact direct avec les enrochements mais avec des bordures profilées mise en place sur les enrochements, de plus le masque n'est ni horizontale ni vertical. Le tableau nous donne $\delta = 35°$ pour une masse de béton sur des fondations rocheuses et entre 22° et 26° pour un mur de béton sur des graviers, Nous prendrons comme valeur 30° tout en gardant à l'esprit qu'il réside une incertitude dans ce choix.

Avec ces paramètres nous obtenons un K_p à la lecture sur le graphique de 2,3 et un R de 0,7, soit un K_p corrigé de 1,61.

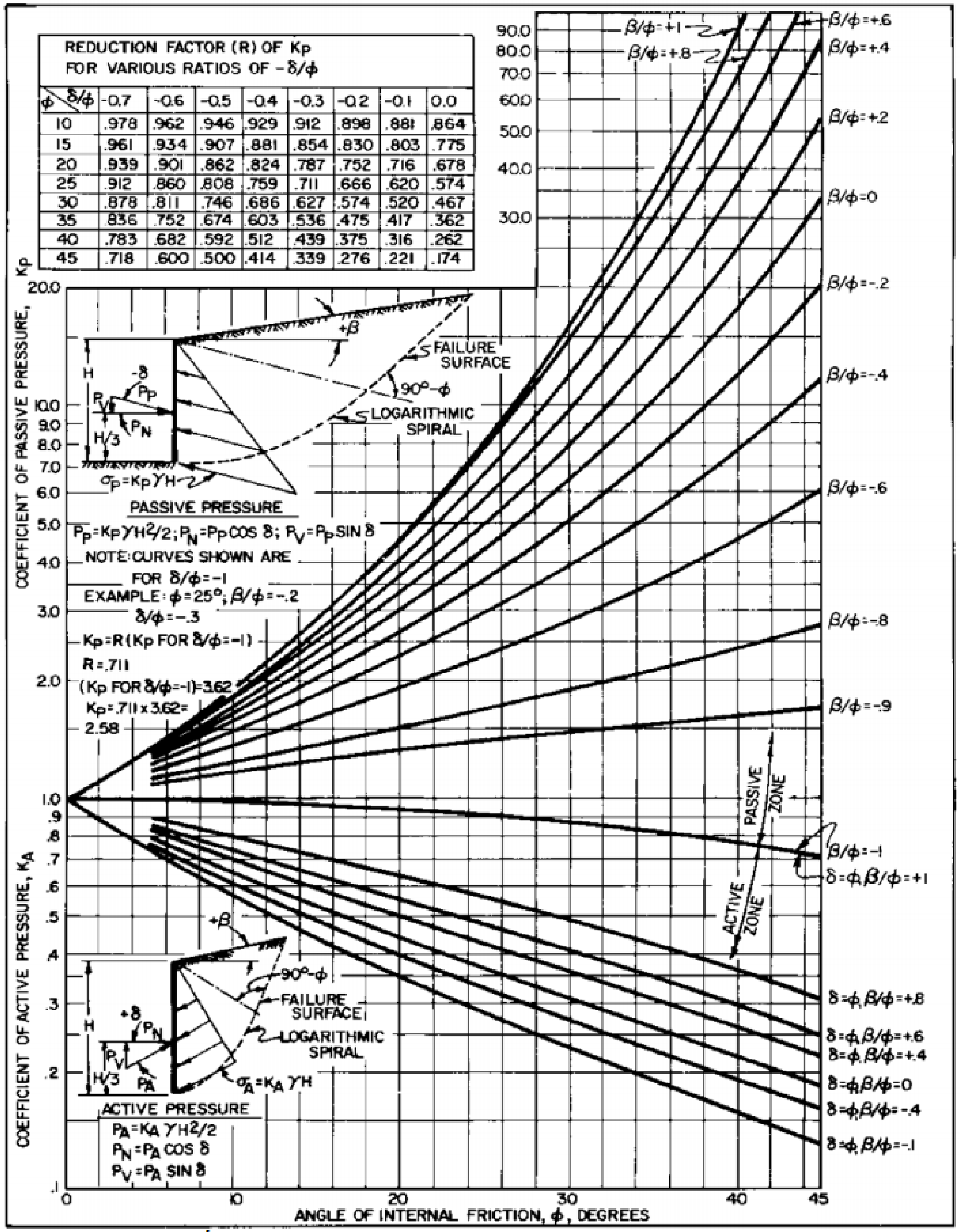

Figure 6-4 : Évaluation des coefficients Ka et Kp en présence d'un mur de soutènement (Navfac, 1971)

6.2.2.3 Calcul des contraintes de cisaillement et contraintes de flexion

Le calcul des contraintes dans cette partie est effectué à partir de la répartition des charges présentées aux schémas 6-1 et 6-2 et pour une section de largeur unitaire.

6.2.2.3.1 Dans le masque amont

L'eau en poussée

La charge de l'eau en poussée est constituée de répartitions rectangulaire et triangulaire. Par application du principe de superposition nous décomposons en deux cette charge pour le calcul des contraintes.

Cisaillement

$$T_{rec} = (h_p + \mathrm{Lame}) * \gamma_{eau} * (L_m - x) \tag{6.9}$$

$$T_{triang} = H_{barr} * \gamma_{eau} * \frac{(L_m - x)^2}{2L_m} \tag{6.10}$$

$$\tau_{eau-poussée} = \frac{3\gamma_{eau}}{2e} * ((h_p + \mathrm{Lame}) * (L_m - x) + H_{barr} * \frac{(L_m - x)^2}{2L_m}) \tag{6.11}$$

Contraintes de flexion

$$M_{rec} = -(h_p + \mathrm{Lame}) * \gamma_{eau} * \frac{(L_m - x)^2}{2} \tag{6.12}$$

$$M_{triang} = -H_{barr} * \gamma_{eau} * \frac{(L_m - x)^3}{6L_m} \tag{6.13}$$

$$\sigma_{eau-poussée} = -\frac{e\gamma_{eau}}{2I} * ((h_p + \mathrm{Lame}) * \frac{(L_m - x)^2}{2} + H_{barr} * \frac{(L_m - x)^3}{6L_m}) \tag{6.14}$$

Le sol en butée

La charge du sol en poussée a une répartition triangulaire, on en déduit les formules suivantes pour le calcul des contraintes

Cisaillement

$$T_{triang} = K_p * H_{barr} * \gamma_{sol} * \frac{(L_m - x)^2}{2L_m} \tag{6.15}$$

$$\tau_{sol-poussée} = \frac{3}{2e} * K_p * H_{barr} * \gamma_{sol} * \frac{(L_m - x)^2}{2L_m} \tag{6.16}$$

Contraintes de flexion

$$M_{\text{triang}} = K_p * H_{barr} * \gamma_{sol} * \frac{(L_m - x)^3}{6L_m} \tag{6.17}$$

$$\sigma_{sol-poussée} = \frac{e}{2I} * K_p * H_{barr} * \gamma_{sol} * \frac{(L_m - x)^3}{6L_m} \tag{6.18}$$

Poids du masque

La charge représentant le poids du masque a une composante normale au masque amont et une composante parallèle au masque amont. Dans le calcul de l'effort tranchant et du moment fléchissant, c'est la composante normale au masque qui nous intéresse.

Cisaillement

$$\mathrm{T_{rect}} = \mathrm{e}*\sin(\beta) * \gamma_{\text{béton}} * (\mathrm{L_m} - \mathrm{x}) \tag{6.19}$$

$$\tau_{poids-masque} = \frac{3}{2} * \sin(\beta) * \gamma_{\text{béton}} * (\mathrm{L_m} - \mathrm{x}) \tag{6.20}$$

Contraintes de flexion

$$\mathrm{M_{rec}} = \mathrm{e}*\sin\beta * \gamma_{béton} * \frac{(L_{\mathrm{m}} - x)^2}{2} \tag{6.21}$$

$$\sigma_{poids-masque} = \frac{1}{2I} * \sin\beta * \gamma_{béton} * \frac{(L_{\mathrm{m}} - x)^2}{2} \tag{6.22}$$

Contraintes parallèles à l'axe x

$$\sigma_{\mathrm{para}} = \cos\beta * \gamma_{béton} * (L_m - x) \tag{6.23}$$

On connait alors les contraintes de cisaillement dans l'axe neutre du masque amont et les contraintes de flexion aux extrémités de la section du masque :

$$\tau_{masque} = \tau_{eau-poussée} + \tau_{sol-butée} + \tau_{poids-masque} \tag{6.24}$$

À l'extrémité extérieure du masque :

$$\sigma_{masque-amont} = \sigma_{eau-poussée} + \sigma_{sol-poussée} + \sigma_{para} \tag{6.25}$$

À l'extrémité intérieure du masque :

$$\sigma_{masque-aval} = -\sigma_{masque-amont} \tag{6.26}$$

6.2.2.3.2 Dans le parapet

L'eau en poussée

La répartition de la charge représentant la poussée de l'eau sur le parapet peut être triangulaire ou avoir une composante triangulaire et une composante rectangulaire, cela dépend de la valeur de la lame d'eau.

Lame< 0

$x < L_p + Lame$:

$$T = \gamma_{eau} * \frac{(L_p + Lame - x)^2}{2} \tag{6.27}$$

$$\tau'_{eau-poussée} = \frac{3}{4e} * \gamma_{eau} * (L_p + Lame - x)^2 \tag{6.28}$$

$$M = \gamma_{eau} * \frac{(L_p + Lame - x)^3}{6} \tag{6.29}$$

$$\sigma'_{eau-poussée} = \frac{e}{12I} * \gamma_{eau} * (L_p + Lame - x)^3 \tag{6.30}$$

$x > L_p + Lame$:

$$T = 0 \tag{6.31}$$

$$M = 0 \tag{6.32}$$

$$\tau'_{eau-poussée} = 0 \tag{6.33}$$

$$\sigma'_{eau-poussée} = 0 \tag{6.34}$$

$Lame > 0$

$$T = \gamma_{eau} * Lame * (L_p - x) + \gamma_{eau} * \frac{(L_p - x)^2}{2} \tag{6.35}$$

$$\tau'_{eau-poussée} = \frac{3\gamma_{eau}}{2e} * (Lame * (L_p - x) + \frac{(L_p - x)^2}{2}) \tag{6.36}$$

$$M = \gamma_{eau} * (Lame * \frac{(L_p - x)^2}{2} + \frac{(L_p - x)^3}{6}) \tag{6.37}$$

$$\sigma'_{eau-poussée} = \frac{e}{2I} * \gamma_{eau} * (Lame * \frac{(L_p - x)^2}{2} + \frac{(L_p - x)^3}{6}) \tag{6.38}$$

Le sol en butée

$x < L_s$:

$$T = K_p * \gamma_{sol} * \frac{(L_s - x)^2}{2} \tag{6.39}$$

$$\tau'_{sol-butée} = \frac{3}{4e} * K_p * \gamma_{sol} * (L_s - x)^2 \tag{6.40}$$

$$M = \gamma_{sol} * K_p * \frac{(L_s - x)^3}{6} \tag{6.41}$$

$$\sigma'_{sol-butée} = \frac{e}{12I} * \gamma_{sol} * K_p * (L_s - x)^3 \tag{6.42}$$

$x > L_s$:

$$T = 0 \tag{6.43}$$

$$M = 0 \tag{6.44}$$

$$\tau'_{sol-butée} = 0 \tag{6.45}$$

$$\sigma'_{sol-butée} = 0 \tag{6.46}$$

Poids du masque et de la lame d'eau

Contraintes verticales

$Lame < 0$:

$$\sigma'_{vert} = \gamma_{béton} * (L_p - x) \tag{6.47}$$

$Lame > 0$:

$$\sigma'_{vert} = \gamma_{béton} * (L_p - x) + \gamma_{eau} * Lame \tag{6.48}$$

Les contraintes totales de cisaillement à l'axe neutre de flexion aux extrémités de la section sont alors connues :

$$\tau'_{parapet} = \tau'_{eau-poussée} + \tau'_{sol-butée} + \tau'_{poids} \tag{6.49}$$

À l'extrémité extérieure de la section

$$\sigma'_{parapet-amont} = \sigma'_{eau-poussée} + \sigma'_{sol-poussée} + \sigma'_{vert} \tag{6.50}$$

À l'extrémité intérieure de la section :

$$\sigma'_{parapet-aval} = -\sigma'_{parapet-amont} \tag{6.51}$$

6.3 Calcul des facteurs de sécurité

Nous connaissons maintenant la répartition des contraintes de cisaillement et des contraintes normales dans le masque amont et le parapet, il est alors possible de calculer les facteurs de sécurité à la rupture par cisaillement, compression et traction dans chaque section des deux éléments structuraux étudiés. Dans chaque section nous nous intéresserons à trois zones, l'extrémité extérieure, orientée vers l'amont, le milieu de la section, en e/2, et l'extrémité intérieure, orientée vers l'aval. Les figures 6-4 et 6-5 présentent ces trois zones et la répartition des contraintes de cisaillement et des contraintes normales.

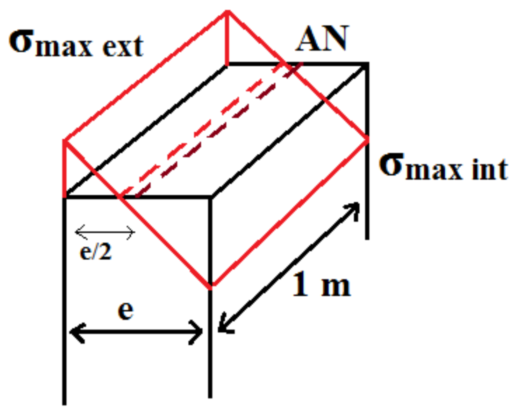

Figure 6-5 : Zone d'étude et répartition des contraintes normales

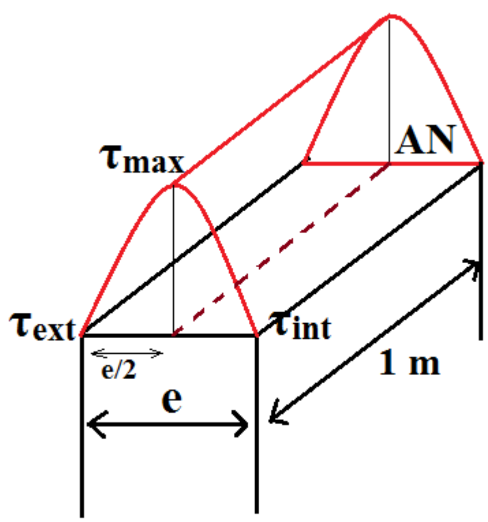

Figure 6-6 : Zone d'étude et répartition des contraintes de cisaillement

Pour chaque élément infinitésimal de volume ΔxΔyΔzdu masque amont et du parapet, les contraintes normales et de cisaillement appliquées à cet élément peuvent être représentées par la matrice des contraintes $\left[\sigma_{ij}\right]$.

$$\left[\sigma_{ij}\right]=\begin{bmatrix}\sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz}\\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz}\\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z\end{bmatrix}$$

Figure 6-8 : Représentation matricielle de l'état de contrainte

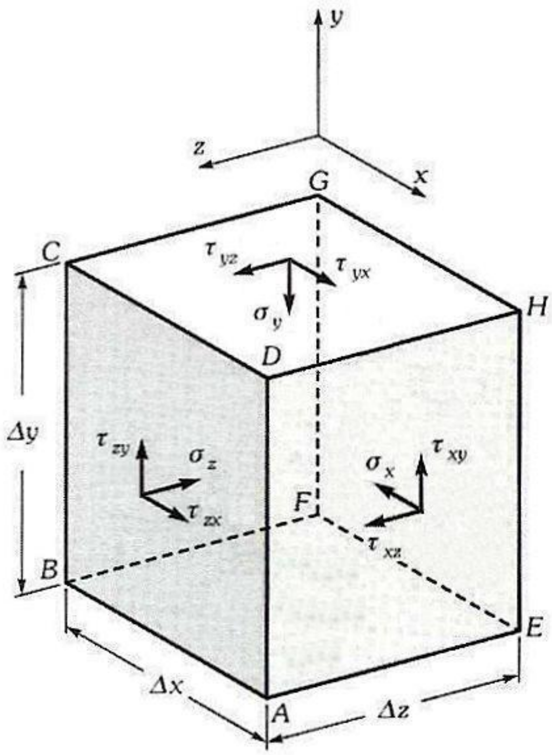

Figure 6-7 : État de contraintes en un point

Il conviendrait en principe de s'intéresser aux trois dimensions des contraintes. En réalité une des dimensions peut être exclue, dans l'axe du barrage les seules forces en présence sont les réactions des appuis du barrage sur les parois. Ces forces sont symétriques et peuvent par conséquent on peut considérer un état plan de contrainte.

Dans le cas de notre étude, l'axe des x est parallèle au masque amont et au parapet (comme illustré sur les figures 6-1 et 6-2). Les contraintes sont principalement des contraintes suivant cet axe dues à la flexion, la contrainte selon l'axe y perpendiculaire au masque et au parapet peut être prise nulle. Enfin, les contraintes de cisaillements τ_{xy} et τ_{yx} sont égales.

On se retrouve alors avec un état plan de contraintes, représenté par la nouvelle matrice des contraintes ne présentant que deux inconnues.

$$\left[\sigma_{ij}\right] = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & 0 \\ \tau_{xy} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Figure 6-9 : Représentation matricielle simplifiée des contraintes

Les contraintes aux extrémités intérieure et extérieure, ainsi qu'au milieu de la section sont données par les équations (6.52), (6.53) et (6.54).

Extrémité extérieure (6.52)

$$\sigma_x = \sigma(')_{masque(parapet)-ext} \qquad \tau_{xy} = 0$$

Au milieu de la section en e/2 (6.53)

$$\sigma_x = 0 \qquad \tau_{xy} = \tau(')_{masque(parapet)}$$

Extrémité intérieure (6.54)

$$\sigma_x = \sigma(')_{masque(parapet)-\mathrm{int}} \qquad \tau_{xy} = 0$$

À partir des triplets (σ_x ; σ_y ; τ_{xy}) nous pouvons calculer les contraintes principales σ_1 et σ_3 (par convention $\sigma_1 > \sigma_3$) en utilisant les propriétés du cercle de Mohr.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2})^2 + \tau_{xy}{}^2} \tag{6.55}$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2})^2 + \tau_{xy}{}^2} \tag{6.56}$$

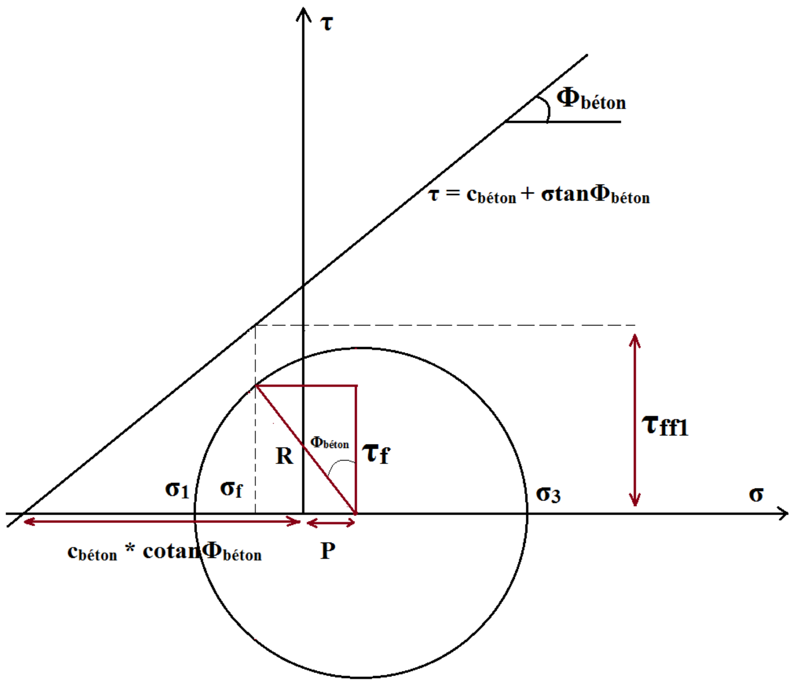

Figure 6-10 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb et facteur de sécurité FS4

Dans son mémoire, Masson (2009) propose un premier facteur de sécurité défini par :

$$FS4 = \frac{\tau_{ff1}}{\tau_f} \tag{6.57}$$

Avec

τ_f	contrainte tangentielle au plan de rupture (kN/m^2)
τ_{ff1}	contrainte tangentielle au plan de rupture à la rupture (kN/m^2)

Les calculs de τ_f et de τ_{ff1} nécessitent de connaître le rayon du cercle de Mohr et la distance P séparant le centre du cercle et l'origine du repère. On obtient ces deux paramètres facilement à partir des valeurs des contraintes principales σ_1 et σ_3.

$$R = \frac{|\sigma_1 - \sigma_3|}{2} \tag{6.58}$$

$$P = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \tag{6.59}$$

Les contraintes au plan de rupture (σ_f ; τ_f)sont obtenues en traçant la perpendiculaire à la droite de Coulomb passant par le centre du cercle de Mohr.

$$\tau_f = R\cos\Phi_{béton} \tag{6.60}$$

$$\sigma_f = P - R\sin\Phi_{béton} \tag{6.61}$$

On calcule ensuite la contrainte de cisaillement à la rupture τ_{ff1} pour une contrainte normale valant σ_f.

$$\tau_{ff1} = \sigma_f * \tan\Phi_{béton} + c_{béton} \tag{6.62}$$

Masson (2009) propose également un deuxième facteur de sécurité FS4', correspondant au rapport du rayon du cercle de Mohr prolongé perpendiculairement jusqu'à la droite de Coulomb (R_{f2}) , par le rayon du cercle de Mohr R.

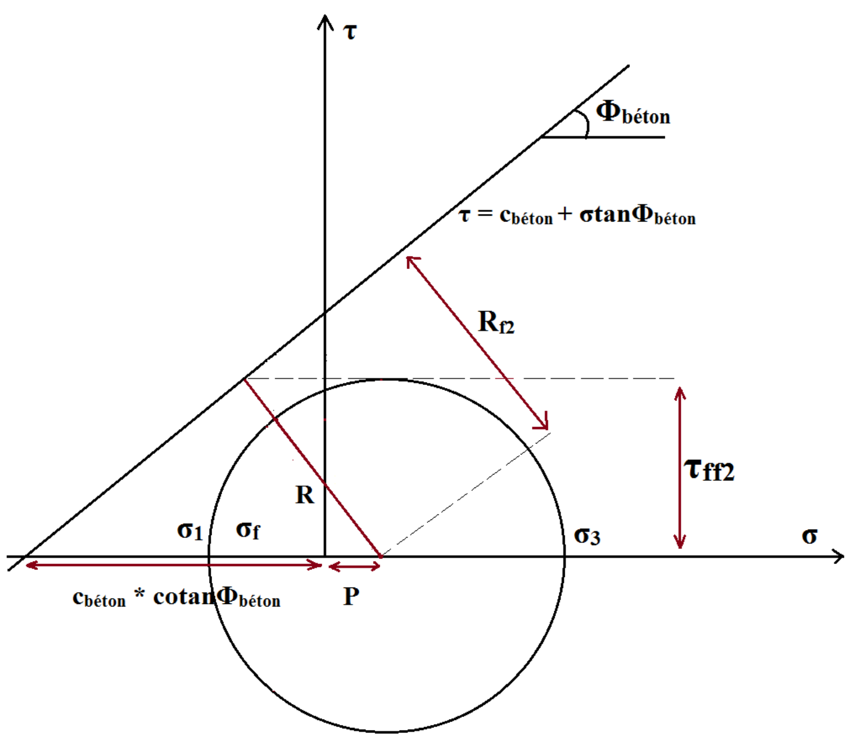

Figure 6-11 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb et facteur de sécurité FS4'

Ce nouveau facteur de sécurité à l'avantage d'être associé à un unique plan de contrainte, ce qui n'est pas le cas du facteur de sécurité précédent. Le paramètre R_{f2}ainsi que le facteur de sécurité FS2' sont obtenus par les équations

R_{f2}

$$R_{f2} = (c_{béton} * \text{cotan}\Phi_{béton} + P) * \sin\Phi_{béton} = c_{béton} * \cos\Phi_{béton} + P * \sin\Phi_{béton} \qquad (6.63)$$

$$FS4' = \frac{R_{f2}}{R} = \frac{c_{béton} * \cos\Phi_{béton} + P * \sin\Phi_{béton}}{\frac{|\sigma_1 - \sigma_3|}{2}} \qquad (6.64)$$

$$FS4' = \frac{2c_{béton} * \cos\Phi_{béton} + 2P * \sin\Phi_{béton}}{|\sigma_1 - \sigma_3|} \qquad (6.65)$$

Les tableaux 6-1 et6-2 à la figure permettent de calculer les facteurs de sécurité FS2 et FS2' à partir des cisaillements, contraintes de flexion et contraintes normales sur toute la longueur du masque amont et du parapet, du côté amont. Les calculs du côté aval et en e/2 ont le même format. Nous avons calculé davantage de section à partir de x = 120 m pour le parement amont, la rupture ayant lieu entre x = 120 m et x = 124 m.

6.4 Progression de la rupture par destruction progressive du masque amont avec baisse de la crête

Nous utilisons pour cela les calculs faits précédemment, en modifiant les calculs d'effort tranchant et de moment (Figure 6-11).

6.4.1 Efforts tranchants et moments fléchissants

Eau en poussée

Les modifications sont minimes, elles ne concernent que la longueur et la hauteur du masque amont L_m et H_m.

$$T_{rec\tan gulaire} = (h_p + Lame + H_{barrinitial} - H_m) * \gamma_{eau} * (L_m - x) \qquad (6.66)$$

$$T_{triangulaire} = H_m * \gamma_{eau} * (L_m - x)^2 / (2L_m) \qquad (6.67)$$

$$M_{rec\tan gulaire} = -(h_p + Lame + H_{barrinit} - H_m) * \gamma_{eau} * (L_m - x)^2 / 2 \qquad (6.68)$$

$$M_{triangulaire} = -H_m * \gamma_{eau} * (L_m - x)^3 / (6L_m) \qquad (6.69)$$

Sol en butée

Les plus importantes modifications ont lieu à ce niveau du calcul, en effet, au lieu d'une répartition de charge uniquement triangulaire, la charge prend également une composante rectangulaire, il fallait aussi séparer les cas où la hauteur du sol H_{sol} et H_m étaient plus grandes ou plus petites l'une que l'autre.

$H_{sol} < H_m$

$$T_{triangulaire} = -K_p * H_{sol} * \gamma_{sol} * (L_{sol} - x)^2 / (2L_{sol}) \qquad (6.70)$$

$$M_{triangulaire} = K_p * H_{sol} * \gamma_{sol} * (L_{sol} - x)^3 / (6L_{sol}) \qquad (6.71)$$

Et $T_{triangulaire} = M_{triamgulaire} = 0$ pour $x > L_{sol}$.

$H_{sol} > H_m$

$$T_{triangulairebis} = -K_p * H_m * \gamma_{sol} * (L_m - x)^2 / (2L_m) \qquad (6.72)$$

$$T_{rect} = K_p * (H_{sol} - H_m) * \gamma_{sol} * (L_m - x) \qquad (6.73)$$

$$M_{triangulairebis} = K_p * H_m * \gamma_{sol} * (L_m - x)^3 / (6L_m) \qquad (6.74)$$

$$M_{rect} = K_p * (H_{sol} - H_m) * \gamma_{sol} * (L_m - x)^2 / 2 \qquad (6.75)$$

Masque en poussée/Masque en contraintes normales

La seule modification dans ces calculs est que la valeur de L_m varie avec la valeur de H_m choisie.

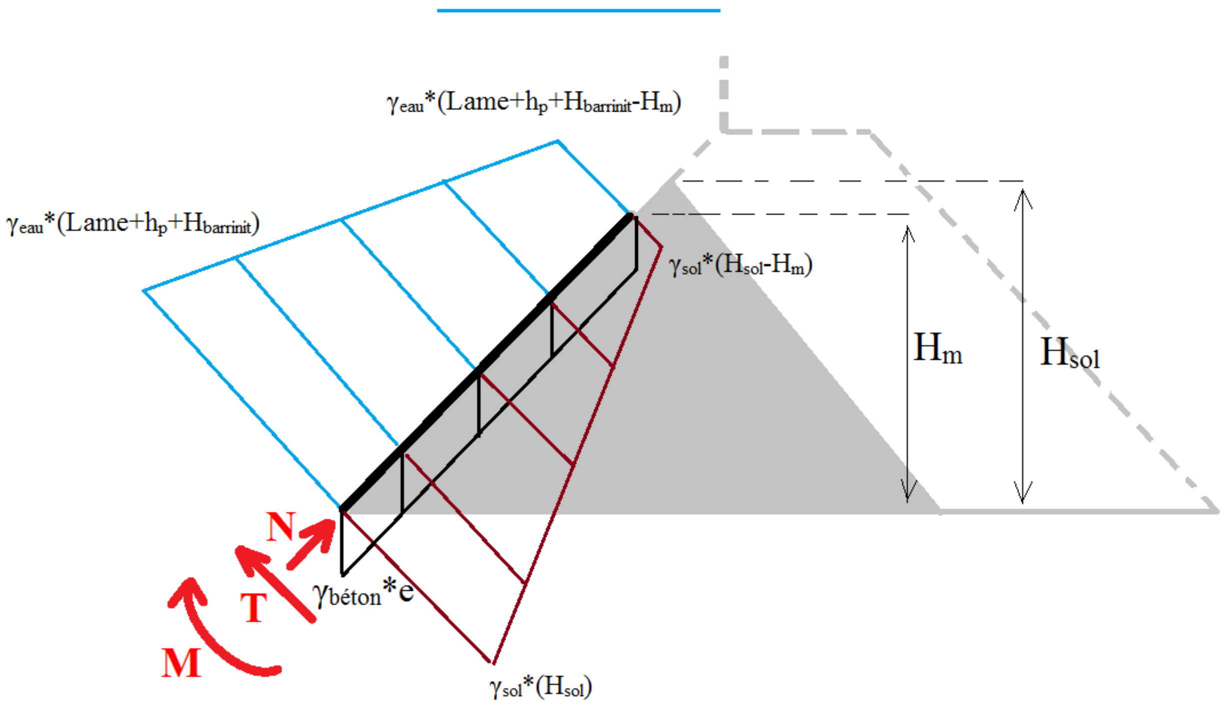

Figure 6-12 : Étude des contraintes dans le masque amont en fonction de la hauteur du masque et du remblai

6.4.2 Résultats concernant l'évolution de la rupture du masque en fonction de la hauteur de sol

En faisant varier les valeurs de H_{sol} et de H_m, on obtient facilement les hauteurs de sol pour lesquelles le masque rupture et la hauteur de la rupture.

Pour une lame d'eau de 1.70m au dessus de la crête, le masque amont rupture à h=74.3m. S'ensuivent des ruptures successives jusqu'à la base du barrage (à 71.4m, 65.3m, 51.9m, 22m et à la base du barrage) et donc la perte du barrage.

Tableau 6-1 : Calcul des facteurs de sécurité FS4 et FS4' dans le masque amont au milieu de la section

Calcul du facteur de sécurité au milieu

cohésion béton	3 618.90 kN/m²
angle de friction béto	62.87 °

x	$\tau_{eau\text{-}poussée}$	$\tau_{sol\text{-}butée}$	$\tau_{masque\text{-}poussé}$	τ_{tot}	σ_{masque}	σ_{tot}		σ_x	τ_{xy}	σ_1	σ_3	R	P	τ_f	σ_f	τ_{ff1}	FS4	R_{f2}	FS4'
1.00	241 365	-809 189	2 773	-565 051	1 849	1 849	butée=poussée	1 849	-565 051	565 977	-564 128	565 052	924	257 652	-501 966	-976 129	infini	2 472.91	infini
2.00	237 577	-796 145	2 751	-555 816	1 834	1 834	butée=poussée	1 834	-555 816	556 734	-554 900	555 817	917	253 441	-493 755	-960 102	infini	2 466.26	infini
3.00	233 820	-783 206	2 729	-546 657	1 819	1 819	butée=poussée	1 819	-546 657	547 568	-545 749	546 658	910	249 265	-485 611	-944 206	infini	2 459.60	infini
4.00	230 092	-770 373	2 706	-537 574	1 804	1 804	butée=poussée	1 804	-537 574	538 477	-536 673	537 575	902	245 123	-477 535	-928 443	infini	2 452.94	infini
5.00	226 395	-757 646	2 684	-528 568	1 789	1 789	butée=poussée	1 789	-528 568	529 463	-527 674	528 568	895	241 016	-469 526	-912 812	infini	2 446.28	infini
6.00	222 727	-745 025	2 661	-519 637	1 774	1 774	butée=poussée	1 774	-519 637	520 525	-518 751	519 638	887	236 944	-461 585	-897 313	infini	2 439.62	infini
7.00	219 089	-732 510	2 639	-510 782	1 759	1 759	butée=poussée	1 759	-510 782	511 663	-509 903	510 783	880	232 907	-453 712	-881 946	infini	2 432.96	infini
8.00	215 481	-720 101	2 616	-502 004	1 744	1 744	butée=poussée	1 744	-502 004	502 877	-501 132	502 004	872	228 904	-445 907	-866 711	infini	2 426.30	infini
9.00	211 904	-707 799	2 594	-493 301	1 729	1 729	butée=poussée	1 729	-493 301	494 167	-492 437	493 302	865	224 936	-438 169	-851 609	infini	2 419.64	infini
117.00	1 645	-3 030	170	-1 215	113	113	butée=poussée	113	-1 215	1 273	-1 159	1 216	57	554	-1 026	1 617	infini	1 700.49	infini
118.00	1 329	-2 281	147	-804	98	98	butée=poussée	98	-804	855	-757	806	49	368	-668	2 315	infini	1 693.83	infini
119.00	1 044	-1 639	125	-470	83	83	butée=poussée	83	-470	514	-431	472	42	215	-379	2 880	infini	1 687.17	infini
120.00	788	-1 102	102	-212	68	68	butée=poussée	68	-212	249	-181	215	34	98	-157	3 312	infini	1 680.51	infini
120.25	728	-985	97	-160	65	65	butée=poussée	65	-160	195	-131	163	32	74	-113	3 399	infini	1 678.85	infini
120.50	671	-874	91	-112	61	61	butée=poussée	61	-112	146	-85	116	30	53	-73	3 477	infini	1 677.18	infini
120.75	615	-770	86	-69	57	57	butée=poussée	57	-69	103	-46	74	29	34	-38	3 545	infini	1 675.52	infini
121.00	562	-672	80	-30	53	53	butée=poussée	53	-30	67	-14	40	27	18	-9	3 601	infini	1 673.86	infini
121.25	510	-581	74	3	50	50	cisaillement	50	3	50	0	25	25	11	3	3 624	318.05	1 672.19	66.92
121.50	460	-496	69	32	46	46	cisaillement	46	32	62	-17	39	23	18	-12	3 595	199.73	1 670.53	42.32
121.75	412	-419	63	56	42	42	cisaillement	42	56	81	-39	60	21	27	-32	3 556	129.84	1 668.86	27.79
122.00	366	-347	57	76	38	38	cisaillement	38	76	97	-59	78	19	36	-50	3 521	99.01	1 667.20	21.38
122.25	321	-283	52	90	35	35	cisaillement	35	90	109	-75	92	17	42	-64	3 493	83.42	1 665.53	18.14
122.50	279	-225	46	100	31	31	cisaillement	31	100	117	-86	101	15	46	-75	3 473	75.26	1 663.87	16.44
122.75	238	-174	41	105	27	27	cisaillement	27	105	120	-92	106	14	48	-81	3 461	71.63	1 662.20	15.68
123.00	199	-129	35	105	23	23	cisaillement	23	105	118	-94	106	12	48	-83	3 457	71.48	1 660.54	15.65
123.25	163	-91	29	101	20	20	cisaillement	20	101	111	-92	101	10	46	-81	3 462	74.81	1 658.87	16.35
123.50	128	-60	24	92	16	16	cisaillement	16	92	100	-84	92	8	42	-74	3 474	82.67	1 657.21	17.98
123.75	95	-35	18	78	12	12	cisaillement	12	78	84	-72	78	6	36	-63	3 495	98.12	1 655.54	21.19
124.00	63	-17	13	59	8	8	cisaillement	8	59	64	-55	59	4	27	-49	3 524	130.24	1 653.88	27.87

Tableau 6-2 : Calcul des facteurs de sécurité FS4 et FS4' dans le parapet au milieu de la section

x	T	M	τ	σx	σtot		τ_{xy}	σ_1	σ_3	R	P	τ_f	σ_f	τ_{ff1}	FS4	R_{f2}	FS4'
0.00	30.91	-36.61	132.48	82.16	82.16	cisaillement	132.48	179.78	-97.62	138.70	41.08	63.24	-82.36	3 458.15	54.68	1 686.71	12.16
0.25	29.58	-29.02	126.79	76.03	76.03	cisaillement	126.79	170.38	-94.35	132.36	38.01	60.36	-79.79	3 463.17	57.38	1 683.98	12.72
0.50	26.70	-21.95	114.42	69.90	69.90	cisaillement	114.42	154.59	-84.69	119.64	34.95	54.55	-71.53	3 479.29	63.78	1 681.25	14.05
0.75	22.25	-15.80	95.37	63.77	63.77	cisaillement	95.37	132.44	-68.68	100.56	31.88	45.85	-57.62	3 506.45	76.47	1 678.52	16.69
1.00	17.34	-10.86	74.30	57.63	57.63	cisaillement	74.30	108.51	-50.87	79.69	28.82	36.34	-42.11	3 536.72	97.33	1 675.79	21.03
1.25	13.03	-7.08	55.85	51.50	51.50	cisaillement	55.85	87.25	-35.75	61.50	25.75	28.04	-28.99	3 562.33	127.03	1 673.06	27.20
1.50	9.34	-4.30	40.03	45.37	45.37	cisaillement	40.03	68.70	-23.33	46.01	22.69	20.98	-18.27	3 583.25	170.78	1 670.34	36.30
1.75	6.26	-2.36	26.84	39.24	39.24	cisaillement	26.84	52.87	-13.63	33.25	19.62	15.16	-9.97	3 599.44	237.42	1 667.61	50.16
2.00	3.80	-1.11	16.28	33.11	33.11	cisaillement	16.28	39.77	-6.66	23.22	16.55	10.59	-4.11	3 610.88	341.08	1 664.88	71.71
2.25	1.95	-0.41	8.34	26.98	26.98	cisaillement	8.34	29.35	-2.37	15.86	13.49	7.23	-0.63	3 617.68	500.22	1 662.15	104.80
2.50	0.71	-0.09	3.04	20.85	20.85	cisaillement	3.04	21.28	-0.43	10.86	10.42	4.95	0.76	3 620.39	731.37	1 659.42	152.86
2.75	0.08	0.00	0.36	14.72	14.72	cisaillement	0.36	14.72	-0.01	7.37	7.36	3.36	0.80	3 620.47	1 077.91	1 656.69	224.91
3.00	0.00	0.00	0.00	8.58	8.58	cisaillement	0.00	8.58	0.00	4.29	4.29	1.96	0.47	3 619.83	1 849.67	1 653.97	385.37
3.25	0.00	0.00	0.00	2.45	2.45	cisaillement	0.00	2.45	0.00	1.23	1.23	0.56	0.13	3 619.17	6 472.68	1 651.24	1 346.58

Chapitre 7 ÉTUDE DE SENSIBILITÉ

Pour les calculs des facteurs de sécurités expliqués précédemment, certains paramètres ont été approchés, quelquefois à l'aide de la littérature sur le sujet, parfois à l'aide des données fournies par Hydro-Québec. Enfin certains sont le résultat d'extrapolations à partir de données concernant des matériaux semblables à ceux étudiés dans notre cas.

Dans ce chapitre, nous présentons une étude de sensibilité des résultats aux différents paramètres mis en jeu, et ce pour les différents scénarios de rupture.

7.1 Méthode

Nous cherchons à évaluer l'influence de chaque facteur sur la hauteur de lame d'eau nécessaire à la rupture pour chaque scénario. Pour cela nous calculons un coefficient de sensibilité, présenté à l'équation (7.1), à chaque facteur qui évalue la variation moyenne de la lame d'eau engendrée par une augmentation ou diminution de l'unité du paramètre étudié. Nous calculons également un coefficient de sensibilité normalisé (équation (7.2)).

$$C_s = \text{Coefficient de sensibilité } = \frac{\partial F}{\partial x_i} = \frac{\mathrm{F}(\mathrm{x}_1, ..., x_i + \Delta x_i, ..., x_N) - \mathrm{F}(\mathrm{x}_1, ..., x_i, ..., x_N)}{\Delta x_i}$$

$$C_{snormalisé} = \text{Coefficient de sensibilité normalisé} = \frac{\partial F}{\partial x_i} * x_i = \frac{\mathrm{F}(\mathrm{x}_1, ..., x_i + \Delta x_i, ..., x_N) - \mathrm{F}(\mathrm{x}_1, ..., x_i, ..., x_N)}{\Delta x_i} * x_i \quad (7.1)$$

Pour chaque paramètre de chaque scénario, nous calculons le coefficient de sensibilité pour différentes valeurs du paramètre, puis nous faisons une moyenne de ces coefficients qui nous donne le coefficient de sensibilité de la lame d'eau critique dans ce scénario à ce paramètre.

Afin d'évaluer la pertinence du résultat, nous calculons également la variance de ces coefficients de sensibilité, à l'aide de la formule (7-3).

(7.2)

Avec σ : variance

x_i : coefficient de sensibilité pour la valeur i de paramètre

$\bar{x}$:valeur moyenne du coefficient de sensibilité

n : nombre de valeurs étudiées du paramètre

Pour le glissement, les masses volumiques du béton et des enrochements et l'angle de friction interne des enrochements peuvent, par leurs variations, augmenter ou diminuer la lame d'eau nécessaire au glissement, ainsi que modifier la zone du plan de glissement. Les essais avec la note de calculs donnent dans tous les cas des facteurs de sécurité supérieurs à 7, par conséquent nous n'effectuerons pas d'étude de sensibilité pour ce mécanisme de rupture.

Le calcul d'un facteur de sécurité pour la mise en mouvement en crête est celui qui fait intervenir le plus de paramètres indépendants entre eux. La porosité n, le coefficient m dans la formule des déversoirs, le coefficient de débit C_d dans la formule de Torricelli, le diamètre caractéristique des enrochements (D) (il est pris égal à un mètre dans cette étude de sensibilité, ce qui correspond au diamètre moyen des enrochements dans le barrage, la valeur retenue pour les calculs de FS2 dans les étapes de rupture est cependant 0.1 m, le diamètre minimal des première couches en crête), l'angle de frottement interne des enrochements (ϕ_{sol})et le coefficient de trainée C_D sont autant de paramètres qui influent sur la lame d'eau nécessaire à la mise en mouvement des enrochements en crête. Le tableau 7-1 donne les coefficients de sensibilité de la lame d'eau de mise en mouvement aux paramètres cités précédemment.

Le calcul du facteur de sécurité à la mise en mouvement au seuil aval par gradient de vitesse trop important fait intervenir peu de paramètres qui prêtent à la discussion : la porosité n, le coefficient de forme α et bien sûr le diamètre des enrochements. Le tableau 7-2 résume l'importance de ces différents paramètres par l'intermédiaire des coefficients de sensibilité.

Enfin, la lame d'eau nécessaire à la rupture du masque amont et du parapet dépend du coefficient de butée K_p et de la masse volumique du sol. Leur influence est résumée dans les tableaux 7-3 et 7.4.

Tableau 7-1 : Sensibilité de la mise en mouvement en crête – résultats avant glissement du parement aval

n	m(fdd)	C_d	D(m)	ϕ_{sol} (°)	C_D	Lame (m)	C_s	$C_{s\,moyen}$	unité	$C_{s\,normalisé}$		σ
0.5	0.4	0.3	1	45	0.4	**10.36**	3.556				0.001	
0.45	0.4	0.3	1	45	0.4	**10.19**	3.750				0.026	
0.41	0.4	0.3	1	45	0.4	**10.04**		**3.588**	m	1.471		0.096
0.35	0.4	0.3	1	45	0.4	**9.83**	3.500				0.008	
0.3	0.4	0.3	1	45	0.4	**9.65**	3.545				0.002	
0.41	0.46	0.3	1	45	0.4	**9.86**	-3.000				0.250	
0.41	0.44	0.3	1	45	0.4	**9.91**	-3.250				0.063	
0.41	0.42	0.3	1	45	0.4	**9.98**	-3.000				0.250	
0.41	0.4	0.3	1	45	0.4	**10.04**		**-3.500**	m	-1.400		0.524
0.41	0.38	0.3	1	45	0.4	**10.12**	-4.000				0.250	
0.41	0.36	0.3	1	45	0.4	**10.21**	-4.250				0.563	
0.41	0.4	0.6	1	45	0.4	**11.5**	4.867				0.001	
0.41	0.4	0.5	1	45	0.4	**11.01**	4.850				0.000	
0.41	0.4	0.4	1	45	0.4	**10.53**	4.900				0.003	
0.41	0.4	0.3	1	45	0.4	**10.04**		**4.843**	m	1.453		0.039
0.41	0.4	0.2	1	45	0.4	**9.56**	4.800				0.002	
0.41	0.4	0.1	1	45	0.4	**9.08**	4.800				0.002	
0.41	0.4	0.3	2	45	0.4	**18.64**	8.600				0.000	
0.41	0.4	0.3	1.8	45	0.4	**16.92**	8.600				0.000	
0.41	0.4	0.3	1.6	45	0.4	**15.2**	8.600				0.000	
0.41	0.4	0.3	1.4	45	0.4	**13.48**	8.600				0.000	
0.41	0.4	0.3	1.2	45	0.4	**11.76**	8.600				0.000	
0.41	0.4	0.3	1	45	0.4	**10.04**		**8.600**	m/m	8.600		0.000
0.41	0.4	0.3	0.8	45	0.4	**8.32**	8.600				0.000	
0.41	0.4	0.3	0.6	45	0.4	**6.6**	8.600				0.000	
0.41	0.4	0.3	0.4	45	0.4	**4.88**	8.600				0.000	
0.41	0.4	0.3	0.2	45	0.4	**3.16**	8.600				0.000	
0.41	0.4	0.3	1	45	0.4	**10.04**						
0.41	0.4	0.3	1	44	0.4	**9.74**	0.300				0.000	
0.41	0.4	0.3	1	43	0.4	**9.45**	0.295	**0.288**	m/°	12.939	0.000	0.009
0.41	0.4	0.3	1	42	0.4	**9.18**	0.287				0.000	
0.41	0.4	0.3	1	41	0.4	**8.92**	0.280				0.000	
0.41	0.4	0.3	1	40	0.4	**8.66**	0.276				0.000	
0.41	0.4	0.3	1	45	0.5	**9.32**	-7.200				1154.867	
0.41	0.4	0.3	1	45	0.4	**10.04**						
0.41	0.4	0.3	1	45	0.3	**12.9**	-28.600	**-41.183**	m	-16.473	158.340	28.806
0.41	0.4	0.3	1	45	0.2	**18.64**	-43.000				3.300	
0.41	0.4	0.3	1	45	0.1	**35.82**	-85.933				2002.563	

Tableau 7-2: Sensibilité de la mise en mouvement au seuil aval

n	α	D	Lame (m)	C_s	C_{smoyen}	unité	$C_{snormalisé}$		σ
0.5	10	1	**0.18**	0.222				0.002	
0.45	10	1	**0.17**	0.250				0.000	
0.41	10	1	**0.16**		**0.270**	m	0.111		0.041
0.35	10	1	**0.14**	0.333				0.004	
0.3	10	1	**0.13**	0.273				0.000	
0.41	18	1	**0.09**	-0.009				0.000	
0.41	14	1	**0.11**	-0.013				0.000	
0.41	10	1	**0.16**		**-0.015**	m	-0.154		0.007
0.41	6	1	**0.26**	-0.025				0.000	
0.41	10	2	**0.32**	0.160				0.000	
0.41	10	1.6	**0.25**	0.150				0.000	
0.41	10	1.3	**0.21**	0.167				0.000	
0.41	10	1	**0.16**		**0.163**	m/m	0.163		0.008
0.41	10	0.6	**0.09**	0.175				0.000	
0.41	10	0.2	**0.03**	0.163				0.000	

Tableau 7-3 : Sensibilité de la rupture du masque amont

ρ_{sol} (kg/m^3)	Kp	Lame(référence haut du parapet)	Lame (référence haut du barrage)	H	C_s	C_{smoyen}	unité	$C_{snormalisé}$		σ
2400	1.61	-0.73	1.87	74.4	0.001				0.000	
2300	1.61	-0.82	1.78	74.3	0.001	**0.001**	m/kg/m3	1.980	0.000	0.000
2200	1.61	-0.91	1.69	74.3						
2100	1.61	-1	1.6	74.3	0.001				0.000	
2200	3	0.57	3.17	74.7	1.065				0.020	
2200	2.5	0.08	2.68	74.6	1.112				0.008	
2200	2	-0.45	2.15	74.4	1.179	**1.205**	m	1.939	0.001	0.117
2200	1.5	-1.05	1.55	74.3	1.273				0.005	
2200	1	-1.76	0.84	73.8	1.393				0.036	

Tableau 7-4 : Sensibilité de la rupture du parapet

ρ_{sol} (kg/m^3)	Kp	Lame (référence haut du parapet)	Lame (référence haut du barrage)	H	C_s	C_{smoyen}	unité	$C_{snormalisé}$		σ
2400	1.61	-0.45	2.15	base	0.000				0.000	
2300	1.61	-0.45	2.15	base	0.000	**0.000**	m/kg/m3	0.073	0.000	0.000
2200	1.61	-0.45	2.15	base						
2100	1.61	-0.46	2.14	base	0.000				0.000	
2200	3	-0.4	2.2	base	0.036				0.000	
2200	2.5	-0.42	2.18	base	0.034				0.000	
2200	2	-0.44	2.16	base	0.026	**0.044**	m	0.071	0.000	0.024
2200	1.5	-0.46	2.14	base	0.091				0.002	
2200	1	-0.47	2.13	base	0.033				0.000	

7.2 Étude de sensibilité vis-à-vis des masses volumiques

Les masses volumiques du béton et du sol sont des paramètres que nous considérons comme choisis avec une très bonne précision. En effet, la masse volumique du sol est tirée des relevés d'Hydro-Québec et la masse volumique du béton est une valeur très connue de la littérature.

En ce qui concerne la masse volumique des enrochements, elle influe sur la lame d'eau nécessaire à la rupture du parapet et du masque amont de béton. Si dans le cas du masque amont, une augmentation/diminution de 100 kg/m^3 pourρ_{sol} entraine une augmentation /diminution de la lame d'eau limite de 10 cm, dans le cas du parapet, la faible hauteur de sol en butée fait que la masse volumique de celui-ci n'influe que très peu sur la lame d'eau limite.

Les calculs sont peu sensibles à des variations de masse volumique considérant que les valeurs que nous avons utilisées sont très précises

7.3 Étude de sensibilité vis-à-vis de la porosité

La porosité intervient dans le calcul des facteurs de sécurité à la mise en mouvement en crête et au seuil aval.Sa détermination est expliquée au chapitre 4 et illustre clairement que ce n'est pas une valeur sûre. Nous avons, dans notre étude de sensibilité, étudié les cas de porosité pouvant correspondreà des sols de type gravier/enrochement, compactés ou non, comprise entre 0,3 et 0,5.

Dans le cas de la mise en mouvement en crête, la porosité affectent peu le résultat. Les variations de la porosité n'entraineraient que des variations de la lame d'eau limite inférieures à 10% par rapport à la valeur considérée dans nos calculs.

Cependant, dans le cas de l'étude de la mise en mouvement au seuil aval, la variation de porosité a d'avantage de conséquences. Si le coefficient de sensibilité est plus faible, la lame d'eau est également plus faible, de l'ordre de 100 fois moins importante que dans le cas de l'étude de la mise en mouvement en crête. Il en résulte que pour des valeurs de la porosité variant entre 0,3 et 0,5, on observe pour la lame d'eau limite des variations allant jusqu'à 30%.

Cette constatation que le choix de la porosité est influent dans le calcul du facteur de sécurité à la mise en mouvement des enrochements à l'aval n'est pas surprenante, en effet, plus la porosité sera faible, plus la vitesse dans les vides pour un même débit, et donc le gradient, seront importants dans le sol. L'ordre de grandeur est cependant très largement conservé, avec des erreurs inférieures à 30 %, le choix de la porosité peut donc être validé.

7.4 Étude de sensibilité vis-à-vis de l'angle de frottement interne

La littérature propose des valeurs comprises entre 40 et 45° avec des équations permettant d'approcher cette valeur avec plus de précision (voir Figure 3-6). Cependant nous n'avions pas assez de paramètres relatifs aux enrochements pour les appliquer. L'approche que nous avons choisi, en suivant l'exemple de la littérature pour les gros enrochements, de 45° semble une bonne approximation, et par conséquent, cette étude de sensibilité ne remet pas en cause les résultats obtenus; elle les nuance tout au plus.

L'angle de frottement interne intervient dans le calcul de la force de frottement qui résiste à la trainée. Une erreur d'un degré entraîne une erreur d'environ 30 cm sur la lame d'eau qui entraînerait une mise en mouvement des enrochements en crête, soit environ 3% d'écart par degré d'erreur. Nous validons donc également le choix de l'angle de frottement.

7.5 Étude de sensibilité vis-à-vis du diamètre des enrochements

Tout comme l'angle de frottement interne et les masses volumiques, le diamètre des enrochements est un paramètre dont l'évaluation ne pose pas de réels problèmes. Il est aisé de l'estimer à l'aide de photos du barrage actuel et de photos montrant différentes étapes de sa construction.

Le diamètre des enrochements affecte bien sûr la hauteur de lame d'eau nécessaire à leur mise en mouvement en crête. La lame d'eau limite augmente de 8.6 m pour une augmentation d'un mètre du diamètre de l'enrochement, soit près de 90 %.

Le diamètre des enrochements joue également un rôle important dans le cas de la mise en mouvement au seuil aval. Dans ce cas, une augmentation du diamètre des enrochements de 10centimètres entraine une augmentation de la lame d'eau nécessaire à la mis en mouvement de 01.6 cm.

Le choix des diamètres des enrochements dans les calculs a été fait en connaissance de cause et peut donc être validé.

7.6 Étude de sensibilité vis-à-vis des différents coefficients

Les calculs des coefficients de sécurité font intervenir des coefficients dont la valeur peut être parfois difficile à déterminer : le coefficient m dans la formule des déversoirs, le coefficient de débit C_d dans la formule de Torricelli, le coefficient de trainée C_D, le facteur de formeα dans le calcul de la surface spécifique, et enfin le coefficient de butée du sol $K_{p.}$

Il convient tout d'abord de souligner l'importance de bien choisir le coefficient de trainée C_D. Pour des valeurs allant de 0,1 à 0,5, la lame d'eau qui entrainerait le glissement varie de 9,32 à 35,82 m, soit du simple au quadruple. Ce n'est pas étonnant étant donné l'importance de ce coefficient qui apparait au dénominateur à la puissance 1 dans le calcul du facteur de sécurité. Comme il a été expliqué dans le chapitre 4, c'est à l'aide de la courbe de la Figure 3-29 que nous déterminons le coefficient de trainée et les valeurs du nombre de Reynolds obtenues ne permettent pas de déterminer avec certitude le coefficient de trainée. Dans l'intervalle de valeurs que peut prendre le nombre de Reynolds suivant que la lame est plus ou moins haute, le coefficient de trainée varie entre 0,3 et 0,5. Cela nous donne une incertitude quant à la lame d'eau entrainant la mise en mouvement des enrochements en crête de l'ordre de 35%. L'ordre de grandeur obtenue peut par conséquent être considéré comme correct, malgré l'incertitude sur ce paramètre.

Un autre paramètre dont la détermination peut être sujette à discussion est le coefficient de débit dans la formule de Torricelli C_d. Le choix a été expliqué dans le chapitre 5 et nous nous bornerons ici à commenter son impact sur le résultat. Nous pouvons considérer que ce coefficient pourrait prendre des valeurs comprises entre 0,1 (infiltration très faible) et 0,6 (infiltration maximale pour un écoulement turbulent), et donc une incertitude de +- 12 %. Pour une augmentation/diminution de 0,1 de C_d, la lame augmenterait/diminuerait d'environ 50 cm, soit de 5% de la valeur de la lame calculée avec nos hypothèses. Encore une fois l'ordre de grandeur est conservé.

Le facteur de forme a également une influence importante sur la lame d'eau limite pour la mise en mouvement en aval. Dans le cas de sphères, la lame d'eau est de 26 cm, alors qu'elle diminue jusqu'à 9 cm dans le cas de rocs non sphériques. Dans le cas de notre étude nous avons choisi de garder la valeur proposée dans l'article « A model to predict the water retentioncurvefrom basic geotechnicalproperties » (M. Aubertin, et al., 2003).

Le coefficient m, compris, d'après la littérature, entre 0,36 et 0,44, ferait varier la lame d'eau limite de moins de 5 %. Il est de plus admis dans la littérature que pour un déversoir à seuil épais, la valeur de m est de 0,4.

Enfin, le coefficient de butée K_p a bien une grande importance quand à la détermination des lames d'eau qui entrainerait la rupture du masque amont et du parapet. La valeur que nous avons choisie l'a été avec précision, il faut cependant rappeler que les choix des angles de frottement interne Φ et d'angle de friction à l'interface béton/sol δ peuvent être discutés. Par conséquent, nous avons étudié l'influence de ce coefficient sur la rupture du masque et du parapet. Les résultats ne sont pas surprenants : plus K_p augmente, plus le sol résiste à la poussée de l'eau et donc plus la lame d'eau doit être importante pour que les éléments structuraux subissent une rupture. Dans le cas du masque, la lame d'eau limite augmente/diminue d'un peu plus de 1 m lorsqu'on augmente/diminue K_p de 1. Dans le cas du parapet, l'influence est moindre, étant donné que le sol n'est en butée que sur les premiers 75 cm, une augmentation/diminution de K_p de 1 entraine une augmentation/diminution de la lame d'eau limite d'un peu moins de 4 cm si on ne prend pas en compte les résultats pour K_p = 1.5 (trop proche du choix initial par rapport à la précision utilisée pour déterminer la lame d'eau). La sensibilité des résultats aux variations de K_p illustre l'importance de calculer celui-ci avec la plus grande précision possible. Dans notre cas, K_p est situé dans une zone où les variations de Φ (entre 40 et 45°) n'entrainent pas de changement conséquent de $K_p$avant correction et où les variationsde δ (entre 22 et 35°) ne font varier le facteur de correction qu'entre 0.5 et 0.7. Le choix de K_p nous semble donc correct également.

Chapitre 8 ANALYSE DES RÉSULTATS

8.1 Rappel des mécanismes de rupture

Nous avons, dans ce mémoire, présenté des méthodes de calcul de facteur de sécurité correspondant aux mécanismes qui entraineraient la rupture du barrage de la Toulnustouc.

La rupture par glissement est étudiéeen utilisant la méthode du « Multiple WedgeAnalysis », par découpage du barrage en bloc et calcul des forces appliquées à chacun de ces blocs. Le calcul d'un facteur de sécurité, égal à l'unité dans le cas où les forces appliquées aux blocs s'annulent, permet de déterminer la lame d'eau limite entrainant la rupture par glissement. Après analyse des résultats, Il apparait que le barrage est très stable vis-à-vis du glissement. FS1 vaut 10 pour une lame d'eau de 1.3 mètres (en considérant que le parapet est toujours en place et par conséquent qu'il n'y a pas de submersion), pour une lame d'eau de 10 mètres, le FS1 est de 12. Ce résultat est cohérent, la lame d'eau sur le parement aval étant stabilisatrice.

La rupture par mise en mouvement des enrochements en crête (scénario qui se rapproche le plus de la formation d'une brèche, scénario prévu par la norme), est envisagée en modélisant la mise en mouvement de l'enrochement à l'aval de la crête. Les vecteurs des forces appliquées à cet enrochement (poussée d'Archimède, trainée induite par l'écoulement horizontal de l'eau en haut de crête, poids du bloc, réaction du barrage et force de frottement du bloc sur les couches inférieures du barrage) sont déterminés (direction, sens et norme). La norme de la force de trainée dépend de la hauteur de la lame d'eau par l'intermédiaire de la vitesse d'écoulement. La rupture est enclenchée lorsque la force de trainée atteint la valeur limite correspondant à la mise en mouvement du bloc (dépendant du poids du bloc et de l'angle de frottement interne du matériau constituant le barrage). Cette valeur limite est atteinte pour une lame d'eau de 3.16 m dans le cas d'enrochements de 0.2 mètre de diamètre (cas qui correspond à la première couche de la crête).

La rupture par mise en mouvement des enrochements à l'aval est basée sur les expériences de Wilkins (1956) qui illustre l'existence d'un gradient de vitesse limite valant l'unité au-delà duquel les enrochements se mettent en mouvement. Le calcul du gradient de vitesse est effectué à l'aide de l'étude de l'infiltration de l'eau dans la crête par la décomposition de la crête en tronçons et calcul des hauteurs d'eau et des débits amont, aval et d'infiltration au niveau de ce tronçon. Le calcul de la hauteur de sortie est également nécessaire à la détermination du gradient de sortie, il dépend du débit d'infiltration total dans le barrage et repose sur l'hypothèse d'un changement des conditions d'écoulement en sortie du barrage (la hauteur de sortie est alors égale à la hauteur critique correspondant à Fr = 1).Nous obtenons une lame d'eau critique vis-à-vis de la mise en mouvement des enrochements au seuil aval de 16 cm.

Enfin, la rupture des éléments structuraux est déterminée en calculant les contraintes dans le masque amont et le parapet (en fibre extérieure et intérieure et dans l'axe neutre), une fois les efforts tranchants et les moments fléchissants connus. A l'aide de la droite de Mohrs-Coulomb du béton, qui établie les conditions de rupture du matériau en fonction de son état de contrainte, nous calculons des facteurs de sécurité à la rupture dans les différentes zones de chaque élément structural. Cette procédure est applicable pour le cas initial où le barrage n'a pas encore subit de rupture, puis, afin de déterminer les ruptures successives du masque amont, il est également réalisable pour différentes hauteur d'« érosion » du barrage et de masque amont.

8.2 Norme

Afin de comparer les hydrogrammes correspondant aux scénarios que nous allons étudier avec celui prévu par la norme, nous avons tout d'abord évalué celui-ci.

Pour cela nous avons calculé à chaque pas de temps de 30 secondes le nouveau débit à la brèche en considérant une loi volume/élévation linéaire et la loi d'évacuation pour un seuil trapézoïdal épais (1.17) (tableau 8-1) à partir des paramètres suivant :

$$d = H_{barr} * \frac{t}{1800} \tag{7.1}$$

$$b_1 = 4 * d \tag{7.2}$$

$$h_i = h_{i-1} - \Delta H \tag{7.3}$$

$$h_b = H_{barr} - d \tag{7.4}$$

$$Q_b = c_v k_s \left[1,7 b_1 \left(h - h_b \right)^{1.5} + 1,26 z \left(h - h_b \right)^{2.5} \right] \tag{7.5}$$

$$\Delta V = Q * \Delta t \tag{7.6}$$

$$\Delta H = \Delta V * \frac{H_{exploitation}}{V_{réservoir}} \tag{7.7}$$

On obtient alors l'hydrogramme de rupture présenté à la figure 8-2.

Tableau 8-1 : Calcul du débit à la brèche

t(s)	d(m)	b1(m)	h(m)	hb(m)	Q(m^3/s)	ΔV(m^3)	ΔH(m)
0.00	0.00	0.00	77.65	76.00	4.41	132.19	0.00
30.00	1.27	5.07	77.65	74.73	61.21	1 836.30	0.00
60.00	2.53	10.13	77.65	73.47	192.49	5 774.75	0.00
90.00	3.80	15.20	77.65	72.20	416.11	12 483.30	0.00
120.00	5.07	20.27	77.65	70.93	746.96	22 408.73	0.00
150.00	6.33	25.33	77.65	69.67	1 198.06	35 941.88	0.00
180.00	7.60	30.40	77.65	68.40	1 781.13	53 433.92	0.00
210.00	8.87	35.47	77.65	67.13	2 506.86	75 205.73	0.00
2 400.00	76.00	304.00	67.02	0.00	329 845.58	9 895 367.51	0.26
2 430.00	76.00	304.00	66.76	0.00	327 783.88	9 833 516.33	0.25
2 460.00	76.00	304.00	66.51	0.00	325 740.63	9 772 218.94	0.25
2 490.00	76.00	304.00	66.25	0.00	323 715.63	9 711 468.79	0.25
2 520.00	76.00	304.00	66.00	0.00	321 708.65	9 651 259.42	0.25
2 550.00	76.00	304.00	65.75	0.00	319 719.48	9 591 584.49	0.25
2 580.00	76.00	304.00	65.51	0.00	317 747.92	9 532 437.71	0.25
2 610.00	76.00	304.00	65.26	0.00	315 793.76	9 473 812.93	0.24
2 640.00	76.00	304.00	65.01	0.00	313 856.80	9 415 704.06	0.24
2 670.00	76.00	304.00	64.77	0.00	311 936.84	9 358 105.10	0.24
2 700.00	76.00	304.00	64.53	0.00	310 033.67	9 301 010.15	0.24

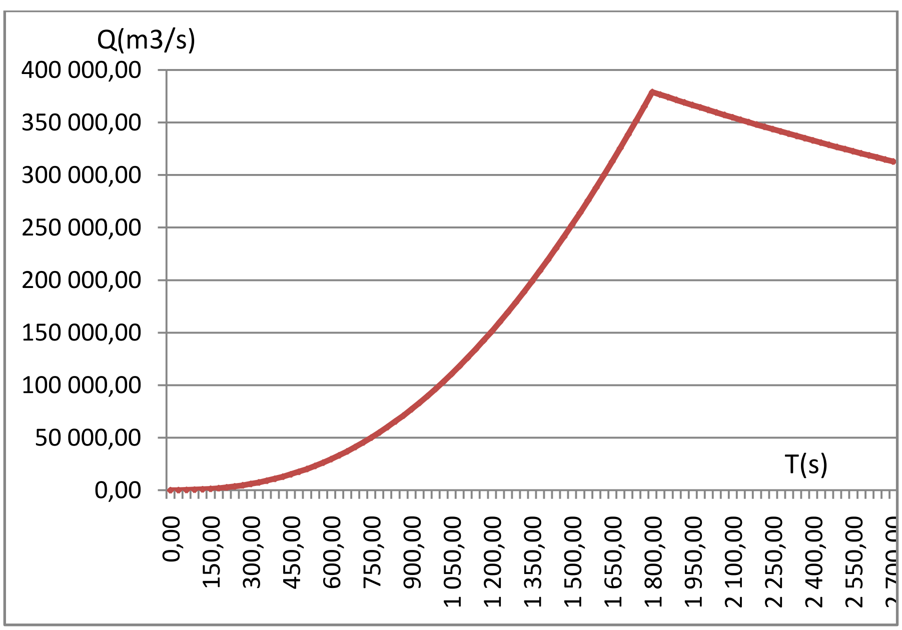

Figure 8-1 : Hydrogramme de rupture prévu par la norme

8.3 Utilisation des résultats

L'objectif de ce projet de maîtrise est de calculer l'hydrogramme de rupture du barrage. Nous proposons tout d'abord comme élément final de ce mémoireles étapes de ruptures correspondant à trois hauteurs de lame d'eau fixées. Ensuite, afin de nous placer dans une logique d'événement, nous étudions deux scénarios de ruptures correspondant l'un à une montée progressive de l'eau dans le réservoir et l'autre à une montée brusque du niveau d'eau.

Dans la réalisation de ces scénarios, nous calculons les facteurs de sécurité correspondant à chaque mécanisme. Un facteur de sécurité inférieure à 1 entraine le démarrage du mécanisme de rupture correspondant. Chacun des mécanismes étudiés se passe très rapidement (rupture du masque, départ d'une couche en crête, effondrement d'une couche sur le parement aval), et par conséquent nous considérerons que la perte du barrage a lieu en une dizaine de minutes. La procédure de réalisation du scénario est résumé à la figure 8-2.

8.3.1 Lame d'eau fixées

8.3.1.1 Lame d'eau de 0.4 mètre

Dans le cas d'une telle lame d'eau, le parapet est toujours en place (il casserait pour une lame d'eau supérieure à celle nécessaire à la ruine du parement amont). Nous étudions le cas pessimiste où le parapet rupture au niveau du haut de la crête, par exemple par un déplacement des enrochements en crête causé par un mini-séisme.

<u>1ère Étape :</u>

- Le calcul de FS1 donne un facteur de sécurité de 11, pour une surface de glissement correspondant à D_1 = 33 mètres. Le glissement n'est donc, comme prévu, pas à prendre en compte dans ce cas (l'aire du bloc 4 stabilisateur ne change pas, et donc FS1 ne change pas de manière significative, tant que la hauteur de crête reste constante)
- L'infiltration de toute la lame d'eau a lieu sur 1.8mètres de crête, par conséquent la rupture par mise en mouvement en crête n'est pas à envisager; FS2 = ∞

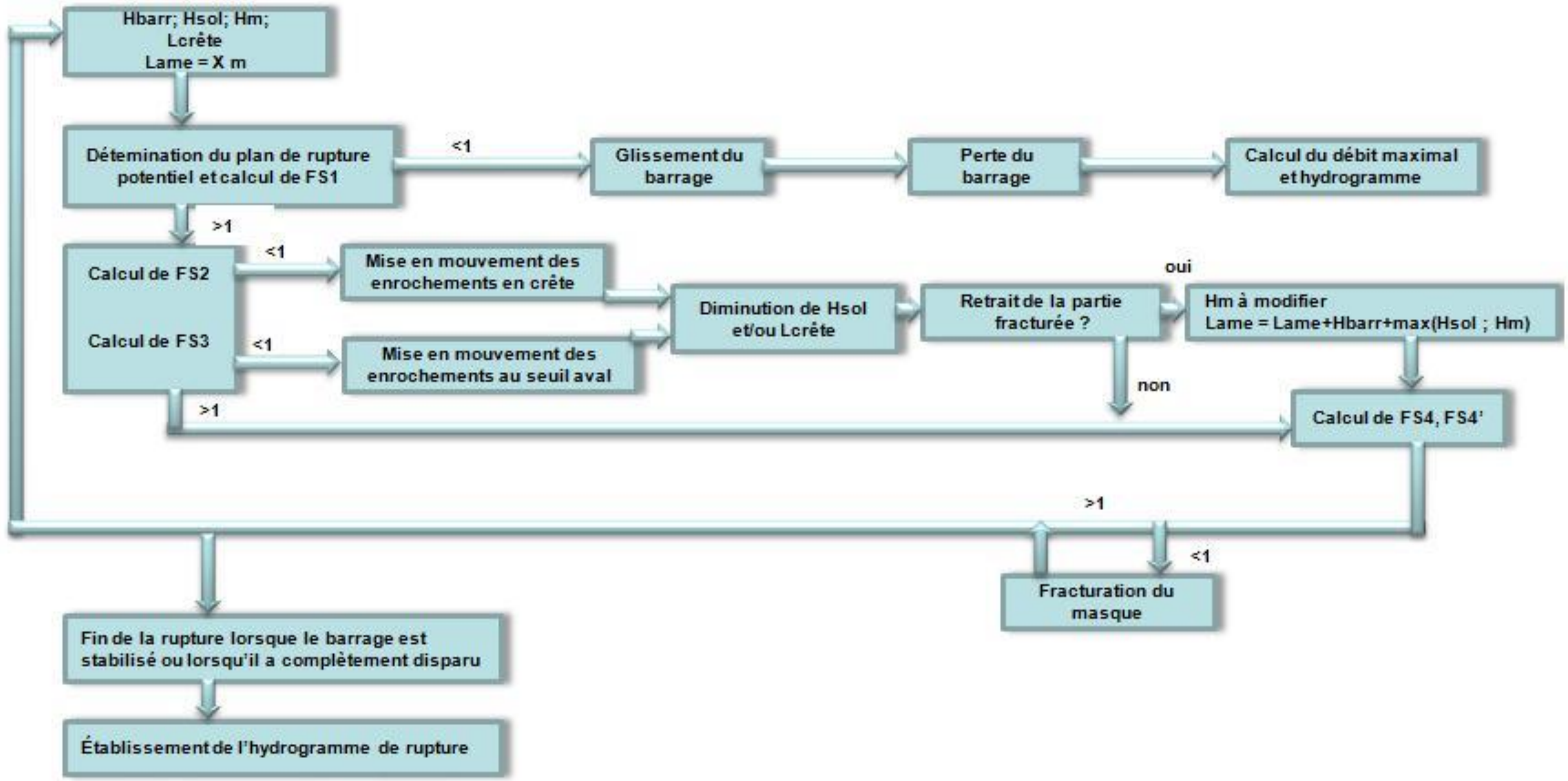

Figure 8-2 : Procédure de réalisation du scénario

- Le débit d'infiltration est cependant suffisant pour un départ des enrochements à l'aval;

  FS3 = 0.48.
- FS4 = 6 en haut du masque amont et FS4 = ∞ dans tout le reste du masque.

  FS4 = 28 à 0.75 mètre du socle du parapet du côté comprimé.

Par conséquent, la première couche d'enrochements (nous considérerons des couches de 1 mètre d'épaisseur, voir figure 8-1) est considérée comme perdue. La largeur de crête diminue pour atteindre dans la 2éme étape 5.4 m. (7m – 1/sinβ)

2éme Étape :

- FS1 = 11
- FS2 = ∞
- FS3 = 0.48.
- FS4 = 6 en haut du masque amont et FS4 = ∞ dans tout le reste du masque.

  FS4 = 28 à 0.75 mètre du socle du parapet

La deuxième couche d'enrochement avale est perdue, la largeur de crête atteint 3.7 mètre.

3ème Étape :

- FS1 = 11
- FS2 = ∞
- FS3 = 0.48.
- FS4 = 6 en haut du masque amont et FS4 = ∞ dans tout le reste du masque.

  FS4 = 28 à 0.75 mètre du socle du parapet

La troisième couche d'enrochement avale est perdue, la largeur de crête atteint 2.1 mètre.

4ème Étape :

- FS1 = 11
- FS2 = ∞
- FS3 = 0.48.

- FS4 = 6 en haut du masque amont et FS4 = ∞ dans tout le reste du masque.

  FS4 = 28 à 0.75 mètre du socle du parapet

La quatrième couche d'enrochement avale est perdue, la largeur de crête atteint 0.5 mètre.

5ème Étape :

- FS1 = 11
- FS2 = 2.8
- FS3 = 1.1 (le débit d'infiltration n'est plus suffisant pour mettre en mouvement les enrochements à la base du parement aval).
- FS4 = 6 en haut du masque amont et FS4 = ∞ dans tout le reste du masque.

  FS4 = 28 à 0.75 mètre du socle du parapet

Dans ce cas de lame d'eau de 0.4 mètre, le barrage, après avoir perdue quatre couches de son parement avalse stabilise avec une crête de largeur 0.44 mètre.

Le débit reste constant est vaut :

$$Q_{sub} = mL\sqrt{2gLame^3} = 255m^3 / s \qquad (7.8)$$

Cette lame d'eau est la limite pour que le barrage reste stable. Dans le cas où l'eau continue de montée progressivement, le débit d'infiltration augmente également et FS3 redevient inférieur à 1 pour une largeur de crête de 0.44 mètre. Le scénario correspond alors au cas étudié dans le 8.31.2.

Pour la réalisation de ce scénario, où la hauteur du barrage reste la même, l'évolution du débit est due au remplissage du réservoir.

Nous supposons un débit de crue de 5630m^3/s et le débit évacué de 2400 m^3/s (capacité d'évacuation maximale). Par conséquent le réservoir se remplit avec un débit Q_r = 3230 m^3/s. Nous commençons par établir le temps nécessaire pour que le niveau d'eau atteigne la hauteur critique H_c de 0.4 mètre au-dessus de la crête. Pour cela nous supposons une surface du réservoir constante à partir de 74.9 mètres de S_{exp} = 24 000 ha. Puis :

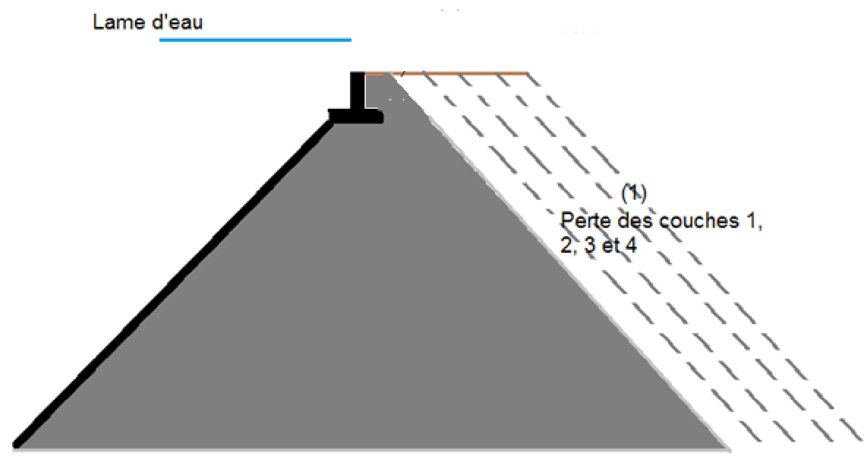

Figure 8-3 : Résumé des étapes de rupture dans le cas d'une lame de 0.4 mètre

$$\Delta t = \frac{(H_c - H_{\exp}) * S_{\exp}}{Q_r} \tag{7.9}$$

Nous obtenons 8 heures pour que l'eau monte de 76 mètres (hauteur de la crête) à 76.4 mètres.

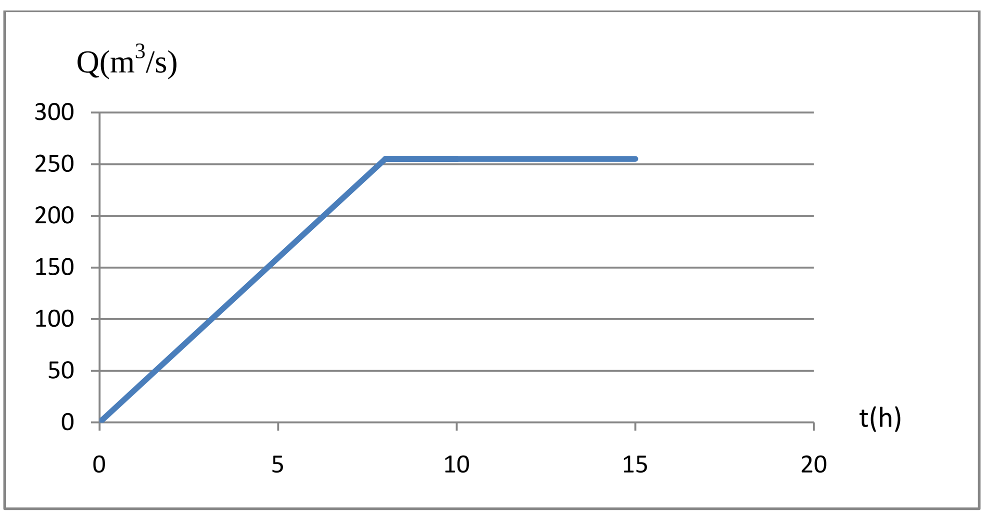

Figure 8-4: Hydrogramme de rupture pour une lame d'eau de 0.4 mètre

8.3.1.2 Lame d’eau de 1.3 mètre

Nous faisons là aussi l’hypothèse que le parapet a rupturé à hauteur de la crête du barrage et qu’il y a une montée du niveau d’eau de 1.3 mètres.

<u>1ère Étape :</u>

- FS1 = 10
- L’infiltration de toute la lame d’eau dans la crête se fait sur les 5 premiers mètres de la crête, donc FS2 = ∞
- FS3 = 0.18.
- FS4 = 2.59 en haut du masque amont à h = 74.6 mètre et FS4 = ∞ dans tout le reste du masque.

La première couche d’enrochements est perdue. La nouvelle largeur de crête est de 5.4 mètres.

<u>2ème Étape :</u>

Identique à la première, la deuxième couche du parement aval est perdue, la largeur de crête est maintenant de 3.7 mètres.

<u>3ème Étape :</u>

- FS1 et FS4 ne changent pas
- FS2 = 0.92 (la première couche en crête, haute de 65 cm, est évacuée)
- FS3 = 0.22

La troisième couche est perdue et la crête est alors de 2.1 mètres de large.

<u>4ème Étape :</u>

- FS1 et FS4 pour le masque ne changent pas
- FS4 = 15 pour le parapet haut de 65cm
- FS2 = 5 (avec un diamètre de 0.5 mètre correspondant au diamètre des enrochements de la couche 8B. Cette couche est définie par un diamètre maximal égal à 0.9 m et nous prenons le cas pessimiste où les enrochements en surface sont près de deux fois plus petit que la valeur maximale, par exemple à cause de la ségrégation)

- FS3 = 0.29

La quatrième couche est perdue et la largeur de crête atteint 0.44 mètre (nous prenons comme valeur ici 0.5 mètre, soit le diamètre minimal des enrochements).

5ème Étape :

- FS1 et FS4 ne changent pas
- FS2 = 3.6
- FS3 = 0.62

La cinquième couche est perdue et la hauteur des enrochements devient inférieure à la hauteur du masque amont de 0.9 mètre.

6ème Étape :

- FS1 diminue sensiblement de part la disparition du bloc 3 et la réduction du bloc 4 mais reste très supérieur à 1.
- FS2 = 3.6
- FS3 = 0.62
- H_{sol} = 75.1cm

  Ruptures successives à 72 mètres, 66.5 mètres, 53.1 mètres, 25.6 mètres et à la base du parement.

Le barrage est perdu.

Le débit maximal serait de :

$$Q_{\max} = mL\sqrt{2g(H_{barr} + Lame)^3} = 685000 m^3/s \qquad (7.10)$$

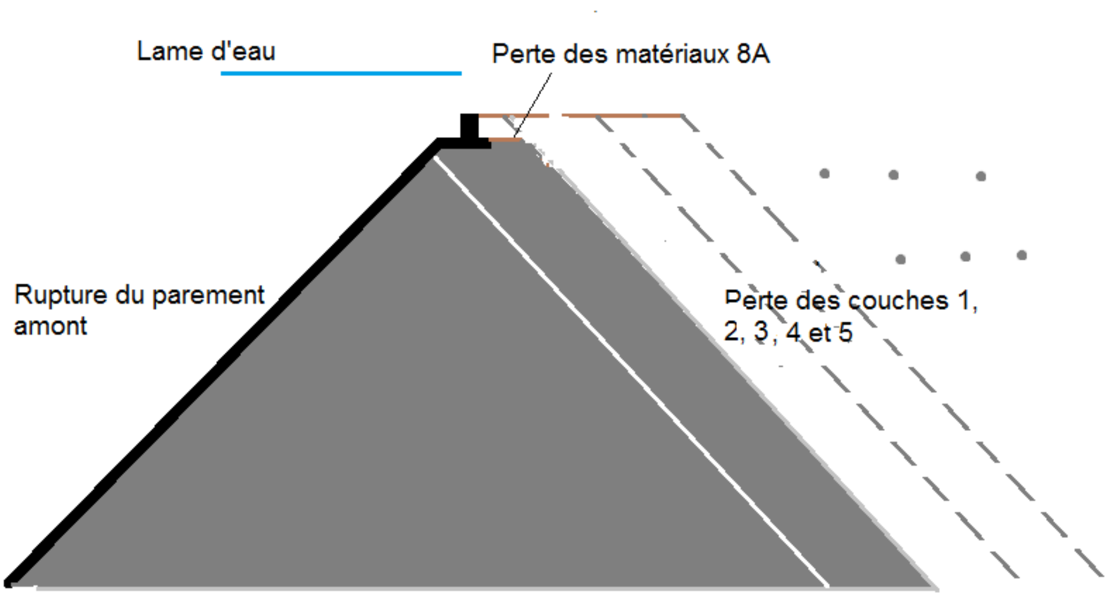

Figure 8-5 : Résumé des étapes de rupture dans le cas d'une lame de 1.3 mètres

Pour rappel, nous considérons dans ce scénario que l'eau monte brusquement à un niveau de 1.3 mètres et que le parapet a rupturé.

Il n'y a donc pas, comme dans le cas étudié précédemment, de période de remplissage dans le réservoir.

La rupture dure une dizaine de minutes. Le débit au départ est obtenu encore une fois par la formule des déversoirs pour une hauteur d'eau de 1.3 mètres (1500 m^3/s). Le débit maximal correspond dans ce cas au débit calculé à l'aide de la formule des déversoirs pour une hauteur d'eau de 77.3 mètres et une largeur de 570 mètres. On obtient dans ce cas un débit maximal de 685 000 m^3/s. La décroissance du débit est calculée à partir d'une loi volume élévation qui est dans ce cas supposée linéaire (Figure 8-5) et à l'aide de la formule des déversoirs. L'hydrogramme est représenté à la figure 8-6.

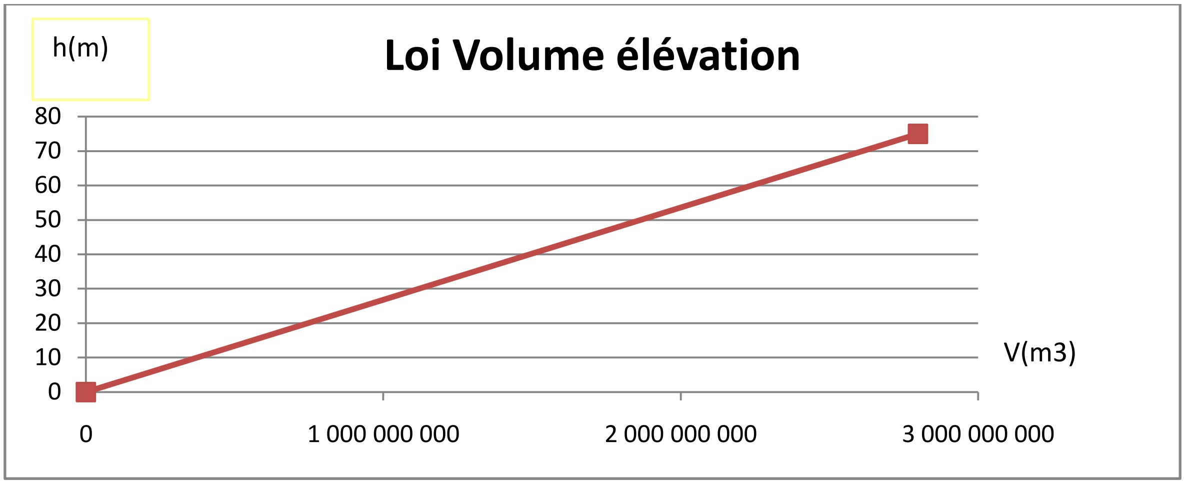

Figure 8-6: Loi volume élévation du réservoir supposée linéaire

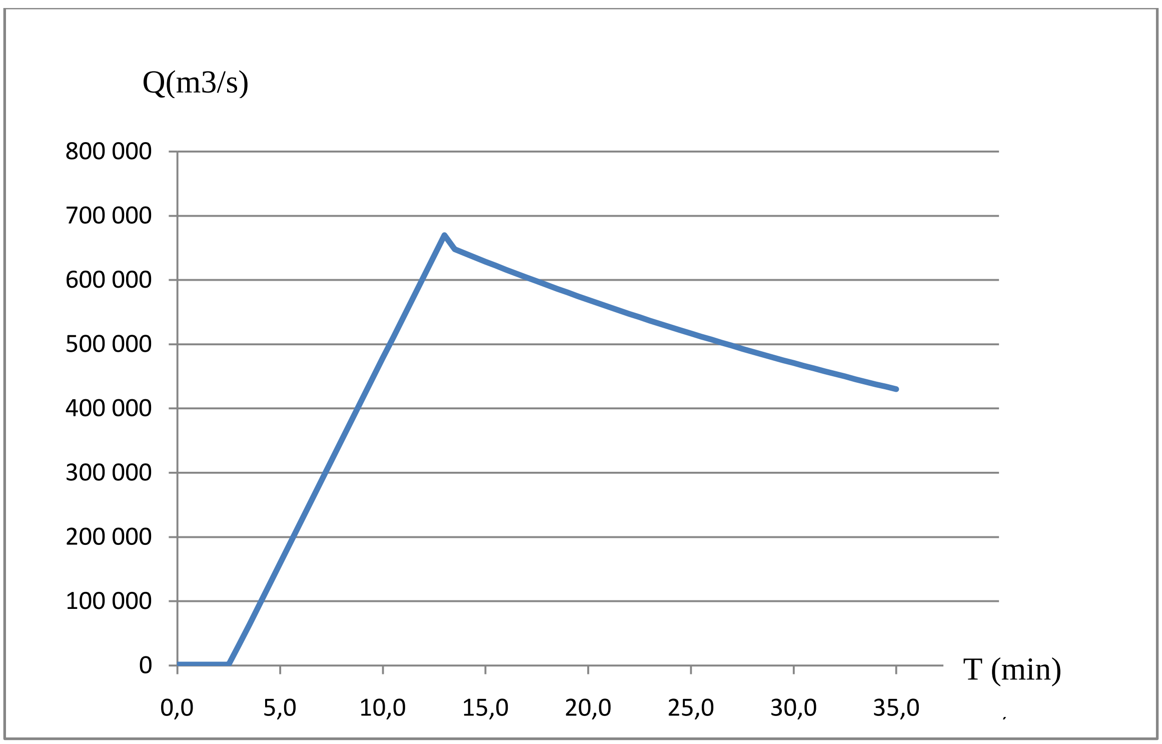

Figure 8-7 : hydrogramme de rupture pour une lame d'eau de 1.3 mètres

8.3.1.3 Lame d'eau de 1.7 mètres

Pour une lame d'eau de 1.7 mètre, le masque amont subit une première ruptureà h=74.3m. S'ensuivent des ruptures successives jusqu'à la base du barrage (à 71.4m, 65.3m, 51.9m, 22m et à la base du barrage) et donc la **perte du barrage**. Dans ce cas-ci, il n'est pas nécessaire de calculer les facteurs de sécurité associés aux autres mécanismes de ruptures, le parapet étant intact pour cette hauteur de lame d'eau, aucun des autres mécanismes n'aura le temps de se démarrer). Dans ce cas, l'eau du réservoir s'infiltrerait dans les fractures du masque entrainant une vidange progressive du réservoir. À terme, une fois le barrage saturé, il pourrait y avoir également départ des enrochements du parement aval causé par un gradient de vitesse trop important.

Ce scénario correspond au cas La hauteur du réservoir s'est stabilisé à 1.7 mètre et par conséquent que le parapet reste en placeet qu'il n'y a pas de submersion du barrage. Il n'y a pas lieu de tracer d'hydrogramme car nous ne connaissons pas la nature de l'infiltration dans les fractures du masque amont.

8.3.2 Scénarios

8.3.2.1 Montée des eaux progressive

Nous nous intéressons dans cette partie à un scénario de crue qui engendrerait une montée progressive de l'eau dans le réservoir. À t=0, le niveau d'eau correspond au niveau maximal d'exploitation, soit H_{exp} = 74.9 mètres. Le débit est celui de la CMP soit 5630 m^3/s. Dans le cas où l'évacuateur de crue fonctionne parfaitement, le niveau d'eau devrait se stabiliser 1.3 mètre au-dessus de la crête (Beauséjour, et al., 2006)et par conséquent le barrage resterait stable. Dans ce scénario, nous considérons la situation où la capacité de l'évacuateur de crue est diminuée, par exemple par le blocage d'une vanne. La capacité maximale d'évacuation est de 2400 m^3/s, nous nous intéressons au cas où cette capacité est réduite à 1000 m^3/s.

<u>1ére Étape:</u>

Le débit de crue est de 5630m^3/s et le débit évacué de 1000 m^3/s. Par conséquent le réservoir se remplit avec un débit Q_r = 4630 m^3/s. Nous commençons par établir le temps nécessaire pour que le niveau d'eau atteigne la hauteur critique $H_c$de 1.7 mètre au-dessus de la crête. Pour cela nous supposons une surface du réservoir constante à partir de 74.9 mètres de S_{exp} = 24 000 ha. Puis :

$$\Delta t = \frac{(H_c - H_{\exp}) * S_{\exp}}{Q_r} \tag{7.11}$$

Nous trouvons Δt = 39h20.

2^{éme} Étape :

Lorsque la lame d'eau atteint 1.7 mètre, le masque amont rupture (cf 8.3.1.3) et il se crée des fractures. Cependant le masque reste en place et le parapet également.

Nous considérons que les débits infiltrations sont négligeables devant le débit de la crue et par conséquent le niveau d'eau continue de monter.

3^{éme} Étape:

La lame d'eau critique suivante correspond à la rupture du parapet à 2m15. Elle est atteinte 6h20 après la rupture du masqueamont.

La rupture du parapet sur toute la longueur du barrage libère instantanément une lame d'eau de 2m15, soit un débit Q_l de 3180 m^3/s. L'augmentation de la quantité d'eau dans le réservoir continue à un débit Q_r-Q_l, soit 1450 m^3/s. Les effets de ce débit sont négligeables sur la période de temps correspondant aux ruptures successives du parement aval et de la crête (quelques minutes).

4^{éme} Étape:

Comme dans l'étude de la rupture pour des lames d'eau fixées, nous calculons les facteurs de sécurité pour les mécanismes de rupture mis en jeu et pour chaque étape de la rupture.

Tableau 8-2 : calculs successifs des facteurs de sécurité

FS1	FS2	FS3	FS4	H_{barr}	L_c	événement
11.3	2.5	0.13		76	5.4	perte de la 1ère couche du parement aval
11.3	1.7	0.15		76	3.7	perte de la 2ème couche du parement aval
11.3	1.25	0.18		76	2.1	perte de la 3ème couche du parement aval
11.3	1	0.24		76	0.5	perte de la 4ème couche du parement aval
11.3	0.83	0.6		75.35	0.5	perte de la 5ème couche du parement aval et des matéraux de type 8A en crête
Perte successive de couches du parement aval jusqu'à ce que la hauteur du barrage atteigne la hauteur de la première rupture du masque, soit 71.4 mètres						

5^{éme} Étape:

Le premier fragment de masque est emporté et cela libère une lame d'eau de 6.75 mètres. Le facteur de sécurité à la mise en mouvement en crête vaut alors 0.65. Au mécanisme de rupture par mise en mouvement du parement aval s'ajoute celui de mise en mouvement des enrochements en crête.

Nous commençons le tracé de l'hydrogramme de rupture à partir du moment où le parapet casse, soit près de 46 heures après le début de la montée des eaux dans le réservoir. Le débit à t = 0 est de 3180 m^3/s. Il reste constant quelques minutes pendant que le parement aval est emporté par couches successives. Puis il atteint brusquement 17 700 m^3/s lorsque le premier segment de masque est emporté. Les augmentations suivantes du débit ont également lieu palier (pour chaque perte d'un segment du masque). Cependant, au vue de la rapidité des événements et l'impossibilité de prédire exactement cette partie de l'hydrogramme, nous considérons que l'augmentation du débit jusqu'à sa valeur maximale (700 000 m^3/s) est linéaire et dure une dizaine de minutes.

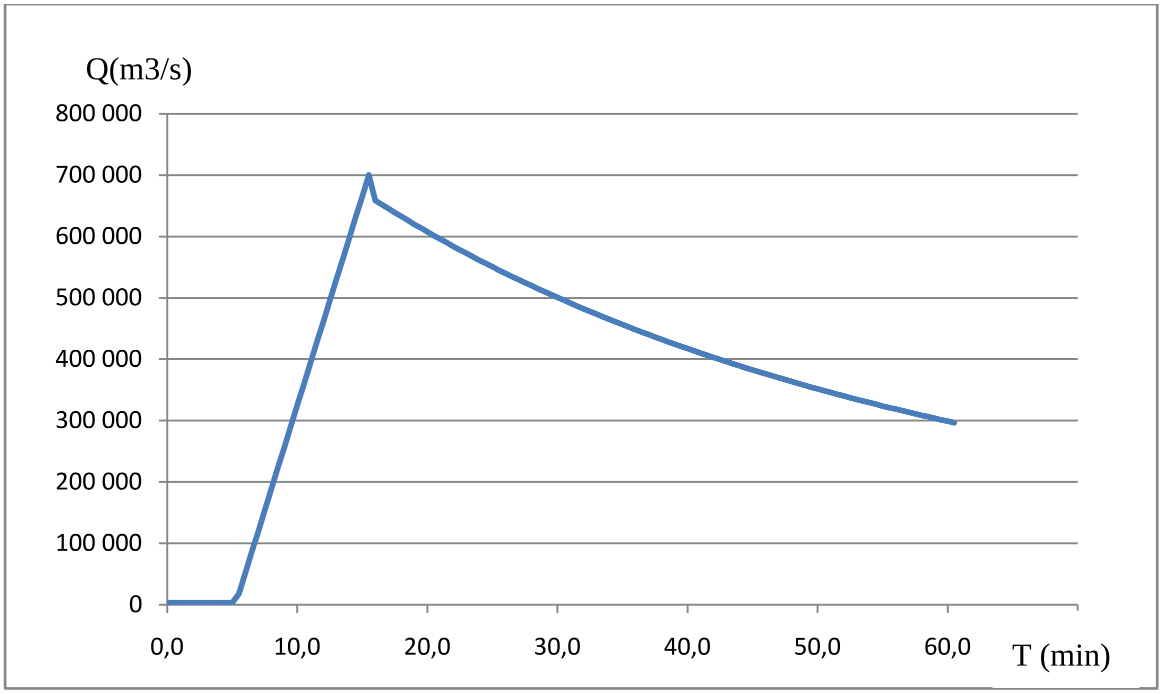

Figure 8-8: Hydrograme de rupture pour une montée progressive des eaux dans le réservoir

8.3.2.2 Montée brusque du niveau d'eau

Nous nous intéressons maintenant à une hausse brutale de la lame d'eau, due à un tassement des fondations suite à un séisme. Nous partons toujours d'un niveau d'eau initial de 74.9 mètres et nous étudions un tassement de 6 mètres. Nous nous trouvons ainsi dans le cas d'une lame d'eau de 4.9 mètres.

- Les facteurs de sécurité FS4 et FS4' sont très inférieurs à 1 (la lame est largement supérieure aux lames d'eau limites de rupture des éléments structuraux). Le masque subit des fracturations à 63 m, 49 m, 34 m et enfin à sa base, et le parapet est perdu. Le débit est alors de 10 950 m^3/s.

  FS2 est alors de 0.5 vis-à-vis des enrochements de type 8A qui sont évacués du barrage.

  FS3 = 0.09 ; le parement amont perd ses couches d'enrochement les unes après les autres.

- Les scénarios étudiés précédemment permettent d'affirmer que les couches du parement aval vont être évacuées jusqu'à ce que le niveau de la crête atteigne 63 mètres (soit le niveau de la première fracture du masque). La lame d'eau est alors de 11.9 mètres.

  FS2 = 0.07

FS3 = 0.36

Le barrage disparait, à la fois par la perte de ses enrochements en crête et au pied du parement aval. Au fur et à mesure que les enrochements sont évacués et que le niveau de la crête diminue, les segments fracturés du masque sont également évacués et le débit augmente linéairement jusqu'à atteindre 650 000 m^3/s.

Nous obtenons l'hydrogramme suivant :

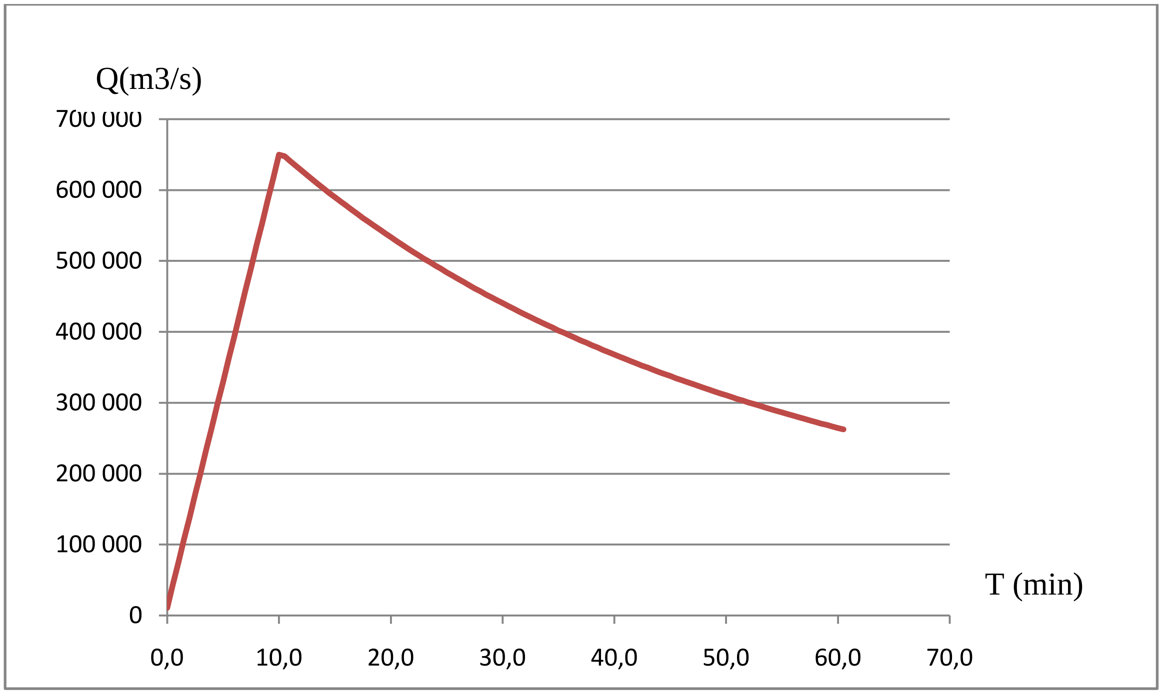

Figure 8-9: Hydrogramme de rupture pour une montée brusque du niveau d'eau par rapport à la crête

Finalement, en regroupant les hydrogrammesdes scénarios de montée progressive et brusque des niveaux d'eau et celui de la norme nous obtenons :

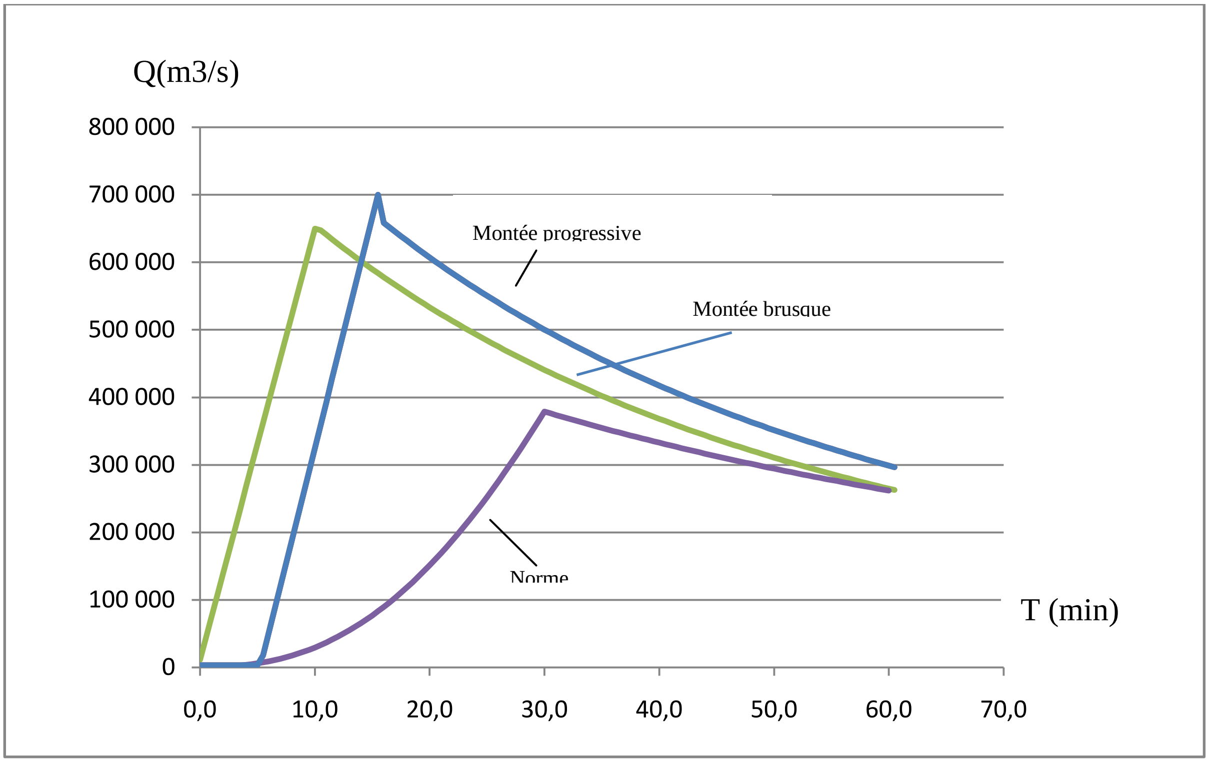

Figure 8-10: Hydrogrammes de rupture comparés à la norme

8.4 Analyse des hydrogrammes

Les hydrogrammes obtenus illustrent le type de scénario de rupture en accord avec les résultats de ce mémoire, c'est-à-dire une perte très rapide du barrage dès l'initiation de la rupture et par conséquent une augmentation rapide du débit, suivie d'une diminution du débit relativement rapide comparée à la norme. Mais la remarque la plus importante concerne le débit maximale, il est effet beaucoup plus important que celui prévu par la norme.

La norme prévoit une largeur de rupture égale à 4 fois la hauteur du barrage. Dans le cas de barrages en terre qui subissent de l'érosion, la rupture commence en effet dès la submersion à un endroit précis du barrage (le plus bas) et toute l'énergie de l'écoulement est concentrée dans l'agrandissement de cette brèche vers le bas, avec un élargissement qui mène à la stabilité des pentes. Cependant, dans le cas de barrages en enrochements, l'initiation de la rupture n'est pas la même. La lame d'eau initiale qui entraine la rupture est déversée sur toute la longueur du barrage et pas conséquent, celui-ci rupture sur toute sa longueur, causant un débit maximal supérieur à celui prévu par la norme.

CONCLUSION

La démarche de ce mémoire est fondée sur trois étapes principales. La recherche des caractéristiques géotechniques et géométriques du barrage en remblai à masque amont de béton étudié, les calculs des facteurs de sécurité aux différents mécanismes de rupture envisagés et enfin, la validation par une étude de sensibilité des résultats obtenus et une mise en commun de ces résultats pour obtenir un scénario global de rupture.

Il est évident que les hypothèses et principes utilisés dans ce mémoire sont le résultat de discussions et d’une réflexion de tous les instants, non seulement avec nos directeurs de recherche, mais aussi et surtout avec Johan Jantzen qui, par la nature de son projet de recherche (détermination de l’hydrogramme de rupture par dévérsement en crête pour un barrage en terre et en enrochement disposant d’un rideau en béton), était amené à réfléchir à des sujets qui me concernaient également. Chaque élément a été murement réfléchi et les choix des paramètres utilisés validés par la littérature ou par ces discussions.

Il n’en demeure pas moins que devant la complexité de la réalité des écoulements dans les enrochements et de la géotechnique de ces matériaux, nous nous devons de rester critiques devant les scénarios obtenus. Il est le résultat d’une approche simplifiée du problème afin de comparer la norme à ce qui nous semble un scénario plus plausible.

Contribution scientifique

La norme, dans le cas de la submersion d’un barrage en remblai, prédit une rupture de se barrage par la formation d’une brèche en 30 minutes, dont la largeur au fond sera égale à quatre fois la hauteur maximale du barrage.

Notre étude permet non seulement d’envisager davantage de mécanismes de rupture, mais également de les coupler pour prédire un scénario de rupture qui ferait intervenir tous les mécanismes possibles, ne les considérant plus seulement indépendamment les uns des autres. Certains des paramètres ont été sujet à discussion.Cependant l’étude de sensibilité, si elle ne permet pas de conclure à une précision au centimètre près des hauteurs limites de lame d’eau pour chaque scénario, valide les ordres de grandeurs des lames d’eau.

Par conséquent, notre étude nous paraît une approche raisonnable de la rupture par submersion des barrages en remblai à masque amont; elle met en avant l’importance du masque amont imperméable qui permet d'utiliser un remblai contenant beaucoup de larges vides (enrochement de grande taille) qui ne subit aucune érosion (protection contre les vagues, le vent et la pluie). Comme le montrent nos résultats, la rupture n'a pas lieu dès le dépassement du barrage par la lame d'eau, mais nécessite une hauteur minimale de lame d'eau pour que le masque ou le parapet rupturent. Dans le cas d'un parapet qui casserait au niveau de la crête, la rupture n'aurait pas non plus lieu dès la submersion (particularité de la non-érodabilité du barrage). De plus, les scénarios de rupture obtenus ne sont pas semblables à celui prévu par la norme, la rupture ayant lieu par départ des enrochements au seuil aval du barrage et/ou par fracture du maque amont et non par formation d'une brèche.Il serait cependant intéressant d'élaborer une méthode de prévision plus précise du temps nécessaire à chaque étape de la rupture ; par exemple par la réalisation en laboratoire d'un modèle de barrage en enrochement et la mesure des temps nécessaires à la mise en mouvement d'un certains volume ou d'un certain poids d'enrochement causée par un gradient critique. Cela permettrait, en plus de prévoir le scénario de rupture et l'hydrogramme associé, d'évaluer ce dernier avec davantage de précision.

Contribution économique et sociale

Notre étude permet de prévoir l'hydrogramme de rupture et les mécanismes de rupture mis en jeu pour des hauteurs de lame d'eau différentes, impliquant ou non la perte du barrage et des scénarios d'augmentation de lame d'eau différents. Les hydrogrammes de rupture prévus dans le cas de rupture par formation de brèche (norme (4H, 30min) proposent une augmentation exponentielle du débit à la brèche, puis une diminution lente de celui-ci une fois le débit maximal atteint. Dans le cas d'un scénario menant à la perte du barrage, le débit augmente très rapidement (pour ne pas dire instantanément) et le débit maximal est plus important que celui prévu par la norme car on ne limite pas la largeur de brèche à quatre fois la hauteur du barrage. Notre étude tend à infirmer l'applicabilité de la norme au type de barrage étudié, en effet, de par l'absence d'érosion du fait de la grande taille des enrochements, la submersion peut ne causer aucune rupture, mais peut également résulter en une perte du barrage rapide et plus lourde de conséquence que ne le prévoirait la norme.

Cette étude mériterait d'être généralisée à d'autres barrages du même type afin de vérifier si les conclusions dans le cas présenté ici sont applicables à tous les barrages du type enrochements à masque amont de béton. Si tel était le cas, cela mettrait en avant la nécessité de revoir les mesures de sécurité prévues dans le cas de la submersion de tels barrages en remblai.

BIBLIOGRAPHIE

Aubertin, M., et al., *A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties.*Canadian Geotechical Journal 2003. **40**: p. 1104-1122.

Aubertin, M., *CIV6409 - Digues et barrages en terre - Les digues pour l'entreposage des rejets miniers (suite)*. 2010.

Beauséjour, N., et al.,*Conception du barrage et de la digue sud de l'aménagement hydroélectrique de la Toulnustouc*, in *Congrès annuel 2006 de l'ACB*. 2006: Québec, Quebec city, Canada.

Boisjoly, C., et al.,*Construction du barrage et de la digue sud de l'aménagement hydroélectrique de la Toulnustouc*, in *Congrès annuel 2006 de l'ACB*. 2006: Québec, Quebec city, Canada.

Bouzaiène, H., C. Chartrand, and Y. Hammamji, *Analysis of the behaviour of the Toulnustouc CFRD dam*, in *Congrèsannuel 2006 de l'ACB*. 2006: Québec, Quebec city, Canada.

Carrière, A.J., *Les barrages en enrochement à masque amont en béton : 3 - le barrage de Potrerillos,* in *Comité français des grands barrages*. 2001.

Carrière, A.J., *Les barrages en enrochement à masque amont en béton : 1 - le barrage de Machadino*, in *Comité français des grands barrages*. 2001.

Chen, Q. and L.M. Zhang, *Three-dimensional analysis of water infiltration into the Gouhourockfill dam using saturated–unsaturated seepage theory*, in *Can. Geotech.* . 2006. p. 449-461.

CIGB, I., ed. *Masque amont en bétom bitumineux pour barrages en terre et en enrochements*. ed. I. CIGB. Vol. 32. 1977.

CIGB, I., ed. *Raccordement du masque amont avec la fondation et les rives/Synthèse et recommandations*. ed. I. CIGB. Vol. 39. 1981.

CIGB, I., ed. *Barrages en enrochements à masque amont*. ed. I. CIGB. Vol. 70. 1989.

CIGB, I., ed. *Barrages en remblai – protection du talus amont/Synthèses et recommandations* Vol. bulletin 97. 1993. 120.

CIGB, I., ed. *Barrages en remblai-Protection du talus amont/Synthèse et recommandations*. ed. I. CIGB. Vol. 91. 1993.

CIGB, I., ed. *Barrage en remblai avec masque amont de béton/Synthèse et recommandations*. ed. I. CIGB. Vol. 114. 1999.

Costa, j.E. and R.L. Schustre, *The Formation and Failure of Natural Dams.* 1988. **100**: p. 1054-1068.

Cristofano, E.A., *Method of Computing Erosion Rate for Failure of Earthfill Dams*. 1965, U.S. Bureau of Recalmation, Denver, Colorado, United States.

Devendamehta, & Hawley, M. C. *Wall effect in packed columns*. I & EC Process Design and Development.

Evans, S.G., *The Maximum Discharge of Outburst Floods Caused by the Breaching of Man-Made and Natural Dams.* Canadian Geotechniacl Journal, 1986. **23(3)**: p. 385-387.

Fread, D.L., *DAMBRK : The NWS dam-break flood forecasting model*. 1984, Office of Hydrology, National Weather, Silver Spring, Maryland, United States.

Fread, D.L., *BREACH : An Erosion Model for Earthen Dam Failures*. 1988, National Weather Service, National Oceanic and Atmospheric Administration, Silver Spring, Maryland, United States.

Fuamba, C. Marche, and C. Pelletier. *Description du processus de formation de la brèche lors de la rupture d'une digue submergée*. in*AnnualConference of the Canadian Society for Civil Engineering*. 2002. Montréal.

Fuamba, M., *Mécanique des fluides*. 2009, Presses International Polytechnique. p. 190.

Garga, V.K., D. Hansen, and R.D. Towsend, *Considerations on the design of* *flowthroughrockfill drains*, in *British Columbia Mine Reclamation Symposium*. 1990, The Technical and Research Committee on Reclamation: Cranbrook, BC.

Geo-Slope International. *Software tools for geotechniacal solutions*. Available from: http://www.geo-slope.com/default.aspx.

Hansen, D., V.K. Garga, and D.R. Townsend, *Selection and application of a one-dimensional non-Darcy flow equation for two-dimensional flow through rockfill embankments.*Canadian Geotechical Journal, 1995. **32:** p. 223-232.

Janex, P. (2008). *Béton armé*.

Jantzen, J. (2010). *Détermination de l'hydrogramme de rupture par déversement en crête pour un barrage en terre et en enrochement disposant d'un rideau en béton.* École Polytechnique de Montréal, Montréal.

Kovács, G., *SeepageHydraulics*. 1981, Amsterdam: Elsevier Science Publishers. 730.

Lafleur, J., *Introduction à la géotechnique*, ed. É.d.l.É.P.d. Montréal. 1991: Presses internationales Polytechnique. 710.

Lafleur, J., *Écoulement des eaux dans les sols*. 2009.

Le Delliou, P., *Les barrages: Conception et maintenance*, ed. E. Collection. 2003: Presses Internationales de Lyon. 271.

Leite, M.H., *Excavations et travaux souterrains-Chapitre 1 : Les excavations à ciel ouvert-parois inclinées*, g.e.d.m. Département des génies civil, Editor. 2009.

Lovoll, A., *Breach Formation in rockfill dams - Results from morvegian field tests*, in *22ème Congrès des Grands Barrages*, P.É. CIGB, Editor. 2006. p. 35-51.

Lérau, J., *Géotechnique 1*, INSA, Editor. 2005-2006.

Marche, C., *Barrages, crues de rupture et protection civile*. 2008: Presses Internationales Polytechnique. 405.

Massiéra, M., et al.,*Analyse des déformations de grands barrages en remblai pendant le remplissage et l'opération du réservoir*, in *Congrès annuel 2008 de la SCGC*. 2008: Québec, QC.

Masson, L., *Évaluation du gain de sécurité relié au réhaussement d'une digue munie d'un élément d'Étanchéité rigide*. 2009, École Polytechnique de Montréal: Montréal.

mecaflux aide aux calculs de mécanique des fluides. *Vidange récipient/éjection jet sous pression* 2009-2010; Availablefrom: http://www.mecaflux.com/index.htm.

Meyer-Peter, P.E. and R. Müller. *Formulas for Bed Load Transport*.in*Proceedings of the 3rd International Association for Hydraulic Research*. 1948. Stockholm.

Morency, J.-Y., et al.,*Réhabilitation de la digue sud-est de la Toulnustouc*, in *Congrès annuel 2006 de l'ACB*. 2006: Québec, Quebec city, Canada.

Navfac, *Design Manual 7.02-Foundations and Earth structure*.1971.

Nzakimuena, T., *Premier cours national post-gradué sur l'irrigation, le drainage et la gestion des ressources hydriques*, ed. I.i.d.c.p. l'agriculuture. 1945.

Ponce, V.M. and A.J. Tsivoglou, *Modeling Fradual Dam Breaches.* Journal of the Hydraulics Division Proceedings of the ASCE, 1981. **107(7)**: p. 829-838.

Poulain, J. (2007). *Résistance des matériaux TP1*.

Singh, V.P. and C.A. Quiroga, *Dimensionless Analytical Solutions for Dams-Breach Erosion* Journal of Hydraulic Research, 1988. **26(2)**: p. 179-197.

Singh, V.P. and P.D. Scarlatos, *Breach Erosion of Earthfill and Flood Routing: BEED Model*. 1985, Armu Research Office, Battelle, North Carolina, United States.

Taylor, D.W., *Stability of earth slopes.*Boston Society of Civil Enfineering, 1937.**24(3)**: p. 337-386.

U.S. Army Corps of Engineers, *Gravity Dam Design*.Vol. EM 1110-2-2200. 1995, Honolulu: University Press of Pacific.

Walder, J.S. and J.E. Oconnor, *Methods for predicting peak discharge of floods caused by failure of natural and constructed earthen dams.*Water Resources Research, 1997.**33**(10): p. 2337-2348.

Wilkins, J.K., *Flow of water through rockfill and its application to the design of dams*, in *New-Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*.1956: Christchurch, New-Zealand. p. 141-149.

Zerrouk, N.E., *Étude hydraulique et géotechnique de la formation de brèche dans un barrage en terre*. 2004, École polytechnique de Montréal.

Zerrouk, N.E. and C. Marche, *Les prévisions des brèches de rupture des barrages en terre restent difficiles.* Canadian Journal of Civil Engineering, 2001. **28**: p. 120-132.

ANNEXE 1–CALCUL DES CONTRAINTES

A-contraintes engendrées par l'eau en poussée

Effort de cisaillement engendré par l'eau en poussée *valable si Lame>-2.6m*

Hm	75.35	m
Hbarr	76.00	m
Hsol	75.35	m
h_p	2.60	m
Lame	-2.15	m
β	37.60	°
L_m	123.50	m
γ_{eau}	9810.00	N/m³
e	0.30	m

$T_{rectangulaire} = (h_p + Lame+Hbarr-Hm) * \gamma_{eau} * (L_m - x)$

$T_{triangulaire} = (Hm) * \gamma_{eau} * (Lm - x)^2/(2L_m)$

$\tau_{rectangulaire} = 3*T_{rectangulaire}/2e$

$\tau_{triangulaire} = 3*T_{triangulaire}/2e$

$\tau_{total} = \tau_{rectangulaire} + \tau_{triangulaire}$

x	$T_{rectangulaire}$	$\tau_{rectangulaire}$	$T_{triangulaire}$	$\tau_{triangulaire}$	τ_{total}
1.00	1 322	6 609	44 907	224 533	231 142
2.00	1 311	6 555	44 176	220 882	227 437
123.50	0	0	0	0	0
123.75	-3	-14	0	1	-13
124.00	-5	-27	1	4	-23

Contraintes normales engendrées par l'eau en poussée en e/2

Hm	75	m
Hbarr	76	m
Hsol	75	m
h_p	2.60	m
Lame	-2.15	m
β	37.6	°
L_m	123	m
γeau	9 810	N/m³
I	0.002250	m^4
e	0.30	m

$M_{rectangulaire} = -(h_p + Lame + Harr - Hm) * \gamma_{eau} * (L_m - x)^2/2$

$M_{triangulaire} = -Hm * \gamma_{eau} * (L_m - x)^3/(6L_m)$

$\sigma_{rectangulaire} = M_{rectangulaire} e/2I$

$\sigma_{triangulaire} = M_{triangulaire} e/2I$

$\sigma_{tot} = \sigma_{rectangulaire} + \sigma_{triangulaire}$

x	$M_{rectangulaire}$	$\sigma_{rectangulaire}$	$M_{triangulaire}$	$\sigma_{triangulaire}$	σ_{total}
1.00	-80 960	-5 397 325	-1 833 615	-122 241 002	-127 638 327
2.00	-79 643	-5 309 562	-1 789 074	-119 271 601	-124 581 163
3.00	-78 338	-5 222 518	-1 745 260	-116 350 681	-121 573 199
123.25	0	-22	0	-1	-23
123.50	0	0	0	0	0
123.75	0	-23	0	1	-22
124.00	-1	-92	0	9	-83

B-Contraintes engendrées par le sol en butée

Effort de cisaillement engendré par le sol en butée

H_{barr}	76.00	m
Hm	75.35	m
Hsol	75.35	m
β	37.60	°
L_m	123.50	m
L_{sol}	123.50	m
γ_{sol}	21582.00	N/m³
e	0.30	m
K_b	1.61	

Si $H_{sol} > H_m$

$T_{triangulaire} = -K_b * H_m * \gamma_{sol} * (L_m - x)^2/(2L_m)$

$\tau_{triangulaire} = 3 * T_{triangulaire}/2e$

$T_{rect} = -K_b * \gamma_{sol} * (H_{sol} - H_m) * (L_m - x)$

Si $H_{sol} < H_m$

$T_{triangulaire} = -K_b * H_{sol} * \gamma_{sol} * (L_{sol} - x)^2/(2L_{sol})$ pour $x < L_{sol}$

0 sinon

x	$T_{triangulaire}$	$\tau_{triangulaire}$	T_{rect}	τ_{rect}	τ_{tot}
1.00	-159 059	-795 296	0	0	-795 296
2.00	-156 473	-782 364	0	0	-782 364
3.00	-153 908	-769 538	0	0	-769 538
123.25	-1	-3	0	0	-3
123.50	0	0	0	0	0
123.75	0	0	0	0	0
124.00	0	0	0	0	0

Contrainte normale engendrée par le sol en butée en e/2

H_{barr}	76	m
Hm	75	
Hsol	75	
β	38	°
L_m	123	m
Lsol	123	
γ'sol	21 582	N/m³
e	0.3	m
K_b	1.6	
I	0.0023	m^4

si $H_{sol}>H_m$

$M_{triangulaire} = K_b*H_m*\gamma_{sol}*(L_m-x)^3/(6L_m)$

$\sigma_{triangulaire} = M_{triangulaire}e/2I$

$M_{rect}=K_b*\gamma_{sol}*(H_{sol}-H_m)*(L_m-x)^2/2$

si $H_{sol}<H_m$

$M_{triangulaire} = K_b*H_{sol}*\gamma_{sol}*(L_{sol}-x)^3/(6L_{sol})$

0 sinon

x	$M_{triangulaire}$	$\sigma_{triangulaire}$	Mrect	σrect	σtot
1.00	6 494 664	432 977 629	0	0	432 977 629
2.00	6 336 900	422 460 011	0	0	422 460 011
3.00	6 181 712	412 114 111	0	0	412 114 111
123.25	0	3	0	0	3
123.50	0	0	0	0	0
123.75	0	0	0	0	0
124.00	0	0	0	0	0

C-Contraintes engendrées par le masque en poussée

effort de cisaillement dû au poids du masque en buté

$\gamma_{béton}$	24 525	N/m³
e	0	m
β	38	°
L_m	123	m

$T_{rectangulaire} = e*\sin(\beta) * \gamma_{béton} * (L_m - x)$

$\tau_{rectangulaire} = 3*T_{rectangullaire}/2e$

x	$T_{rectangulaire}$	$\tau_{rectangulaire}$(kPA)
1.00	550	2 749
2.00	545	2 727
122.75	3	17
123.00	2	11
123.25	1	6
123.50	0	0
123.75	-1	-6
124.00	-2	-11

contrainte normale dûe au poids du masque en buté par flexion en e/2

$\gamma_{béton}$	24 525	N/m³
e	0.3000	m
β	38	°
I	0.0023	m^4
L_m	123	m

$M_{rectangulaire} = e*\sin(\beta)*\gamma_{béton}*(L_m-x)^2/2$

$\sigma_{rectangulaire} = M_{rectangulaire}e/2I$

x	$M_{rectangulaire}$	$\sigma_{rectangulaire}$
1.00	-33 680	-2 245 331
2.00	-33 132	-2 208 821
3.00	-32 589	-2 172 610
123.00	-1	-37
123.25	0	-9
123.50	0	0
123.75	0	-10
124.00	-1	-38

ANNEXE 2-ARTICLE

PRÉVISION DE L'HYDROGRAMME DE RUPTURE PAR SUBMERSION D'UN BARRAGE EN ENROCHEMENT AVEC MASQUE AMONT DE BÉTON

F. Chiganne

Résumé :La norme légale concernant la rupture des barrages, tirée de la *Loi sur la sécurité des barrages*, prévoit, dans le cas de la submersion d'un barrage en remblai, une rupture en 30 minutes et une largeur de brèche égale à quatre fois la hauteur maximale du barrage. Le présent article propose une méthode de détermination de l'hydrogramme de rupture d'un barrage en enrochements avec masque amont de béton, en prenant l'exemple du barrage de la Toulnustouc. Il décrit, à l'aide de considérations géotechniques, hydrauliques et structurales, plusieurs mécanismes de rupture envisageables et, pour chacun d'entre eux, un calcul de la lame d'eau limite qui déclencherait ce scénario. Il permet alors, par la mise en relation de ces différents scénarios, de proposer des scénarios de rupture global et deshydrogrammes de rupture et de les comparer à la norme légale. Les conclusions de cette étude tendent à infirmer l'applicabilité de la norme à ce type de barrage, celle-ci sous-estimant le débit maximal et surestimant la durée nécessaire à l'atteindre.

Mots clés: rupture de barrage, lame de submersion, barrage en enrochements, hydrogramme de rupture

Abstract :The legal norm about the failure of dams, from the *Loisur la sécurité des barrages*, and concerning embankment dams,predicts a 30 minutes long failure and a breach whose width would be equal to four times the maximal height of the dam. This paper suggests a method to determine the failure hydrograph of an embankment dam with an upstream mask made of concrete, by taking the example of the Toulnustouc dam. It describes, with geotechnical, hydraulic and structural factors, several failure mechanisms which could happen and for each of them suggests a calculation of the borderline submersion. Finally the paper allows, by putting together the results, to propose scenarios and a hydrographs of failure which considers all the studied mecanisms, and to compare them to the hydrograph of the legal norm. This study tends to invalidate the legal norm for rockfill dams with upstream mask made of concrete. According to this study, the legal norm underestimates the maximal failure discharge and overestimate the time needed to reach it.

Keywords: dam failure, flooding swell, rockfill dam, failure hydrograh.

Introduction

Depuis la construction, il y a près de 3000 ans, du plus ancien barrage connu, construit dans la vallée de Garawi, en Égypte, jusqu'à la conception et construction aujourd'hui de barrages pouvant allier les propriétés des remblais et du béton, de nombreux progrès ont été effectués. Les propriétés des matériaux, les caractéristiques des fondations, les prévisions de la montée des réservoirs, toutes ces données sont accessibles avec de plus en plus de précision.
Cependant, après plusieurs millénaires d'améliorations, l'étude de la rupture de barrage est encore d'actualité. Rien qu'au siècle dernier, celles-ci sont responsables de plus de 8 000 pertes de vie (Marche, 2008). Elles engendrent également des pertes économiques qui peuvent se chiffrer en centaines de millions de dollars.
Ces ruptures ont deux causes principales, des capacités d'évacuation trop faibles et des problèmes au niveau de la fondation. Afin d'assurer davantage de sécurité, des normes, lois et modèles ont été établis afin non seulement de diminuer le risque de rupture (instauration de capacités minimum d'évacuation etc.) mais également de mieux définir la zone à risque (norme légales de formation de brèche lors d'une rupture de barrage par submersion etc.).
Ces normes et lois n'ont pas la prétention de prédire avec exactitude le scénario de rupture, elles se basent sur les renseignements tirés des ruptures passées. Dans le cas des barrages en remblai, la norme prédit, lors d'une rupture par submersion, la formation en 30 minutes d'une brèche de largeur au fond égale à quatre fois la hauteur maximale du barrage. À partir de cette norme, nous pouvons calculer un hydrogramme de rupture et déterminer une zone inondable et donc à risque.
Laurent Masson (Masson, 2009) comparedans son mémoire, l'hydrogramme de rupture d'un barrage en remblai avec rideau de béton calculé à partir de la norme, et l'hydrogramme établi en combinant ses calculs à une étude en laboratoire. Il en résulte que les deux hydrogrammes sont différents et prédisent par exemple des temps différents pour atteindre le débit maximal de rupture. Dans la continuité de ses travaux, cet article a pour objectif d'établir les différences entre le scénario de rupture pour un barrage en remblai à masque amont en béton prédit par la norme, et celui établi à l'aide de calculs portant sur des scénarios de rupture qui ne sont pas tous envisagés dans la norme.
Après un bref résumé des caractéristiques du barrage de la Toulnustouc, le calcul d'un facteur de sécurité au glissement sera l'objet de la première partie du présent article. Il repose principalement sur la méthode « Multiple WedgeAnalysis », développée au U.S. Bureau of Reclamation. Il nécessitera également une description des caractéristiques géotechniques et hydrauliques qui influeront sur ce facteur de sécurité (poussée de l'eau du réservoir, butée du remblai etc.)
Les facteurs de sécurité pour les autres mécanismes de rupture seront ensuite étudiés : la rupture par mise en mouvement des enrochements en crête impliquera une modélisation de l'infiltration de la lame d'eau dans le barrage et un bilan des forces sur un enrochement à l'aval de la crête, la rupture par mise en mouvement au seuil aval utilisera les études de Wilkins (1956) reliant vitesse et gradient hydraulique dans un barrage en enrochement, et enfin la rupture par perte des éléments structuraux qui sont le parapet et le masque amont de béton sera étudiées à l'aide de calculs et de considérations portant sur la résistance des matériaux.
La dernière partie de cet article présentera des scénarios de la rupture en accord avec les résultats obtenus et les hydrogrammes de rupture associé à ces scénario, qui seront comparés avec l'hydrogramme obtenu à l'aide de la norme.
La conclusion détaillera les contributions scientifiques, économiques et sociales de cet article.

Le barrage de la Toulnustouc

Le barrage de la Toulnustouc est situé dans la région Côte-Nord, à Rivière-aux-Outardes. C'est un barrage en enrochement à masque amont de béton, haut de 76 m et long de 570 m. Sa hauteur de retenue est de 72,3 m.
Le barrage est construit avec des gros enrochements (Figure 1 et 2) de type 8C, 8B, 8A et 7B. Les couches de 8A et 7B n'étant là que pour stabiliser l'assise du masque sur le barrage, les enrochements ont donc principalement des dimensions de l'ordre du mètre de diamètre. Les figures 1 et 2 illustrent la géométrie du barrage globale et détaillent également la crête.
Le parement de béton a une épaisseur de 300 mm, il comprend des armatures d'acier dans chaque direction, qui représente entre 0,4 et 0,6 % de la section suivant la proximité aux joints périphériques. Ces armatures sont situées au centre du parement.

Les scénarios de ruptures

Le glissement

Les forces de pressions de l'eau à l'amont qui s'exercent sur le parement de béton pourrait entrainer le glissement d'une partie du barrage. La méthode du « Multiple WedgeAnalysis » (U.S. Army Corps of Engineers, 1995) permet de déterminer les facteurs de sécurité au glissement associés à différentes hauteurs de lame d'eau. Après détermination de la surface de glissement, le calcul du facteur de sécurité est effectué à partir de la considération de l'équilibre entre la résistance au cisaillement et les contraintes exercées. Les contraintes exercées sont calculées à l'aide d'une décomposition en blocs du barrage et du calcul des forces appliquées à chacun de ces blocs. Le facteur de sécurité est exprimé à l'équation 4

[12] $$FS = \frac{[(W_i + V_i)\cos\alpha_i + (H_{Li} - H_{Ri})\sin\alpha_i + (P_{i-1} - P_i)\sin\alpha_i - U_i]\tan\phi_i + C_i L_i}{(H_{Li} - H_{Ri})\cos\alpha_i + (P_{i-1} - P_i)\cos\alpha_i - (W_i + V_i)\sin\alpha_i}$$

Avec

i :	numéro du bloc analysé
$(P_{i-1} - P_i)$:	somme des forces horizontales appliquées au i[ème] bloc
W_i :	poids total du bloc, comprenant les effets de l'eau, du roc, du béton…
V_i :	force verticale appliquée au sommet du bloc
α_i :	angle entre le plan de rupture du bloc i et l'horizontale
U_i :	force de soulèvement exercée sur le fond du bloc i
H_{Li} :	force horizontale appliquée à la gauche du bloc i
H_{Ri} :	force horizontale appliquée à la droite du bloc i
L_i :	longueur du segment de rupture du bloc i

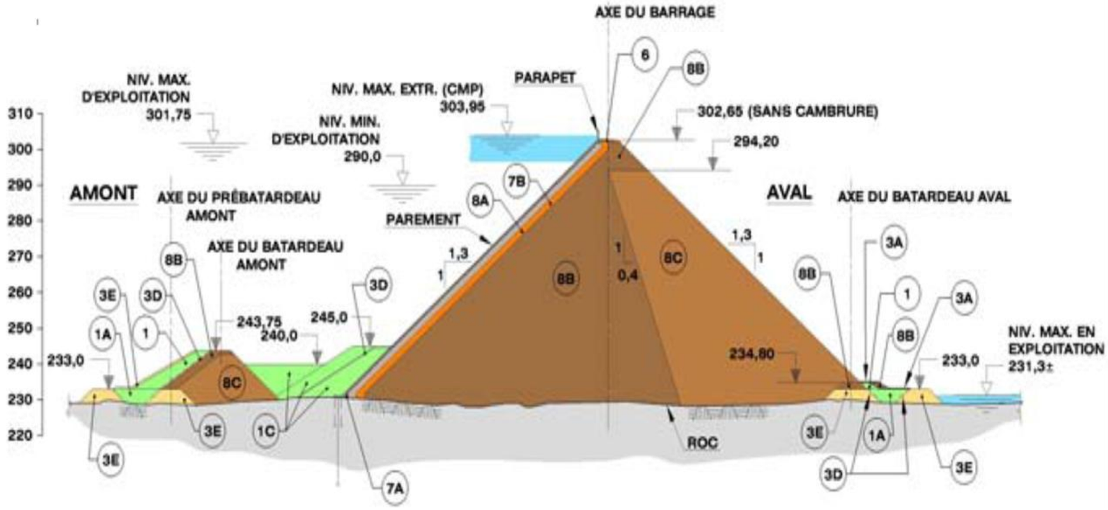

Figure 8-11 : Coupe type de la crête du barrage de la Toulnnustouc(Bouzaiène, Chartrand, & Hammamji, 2006)

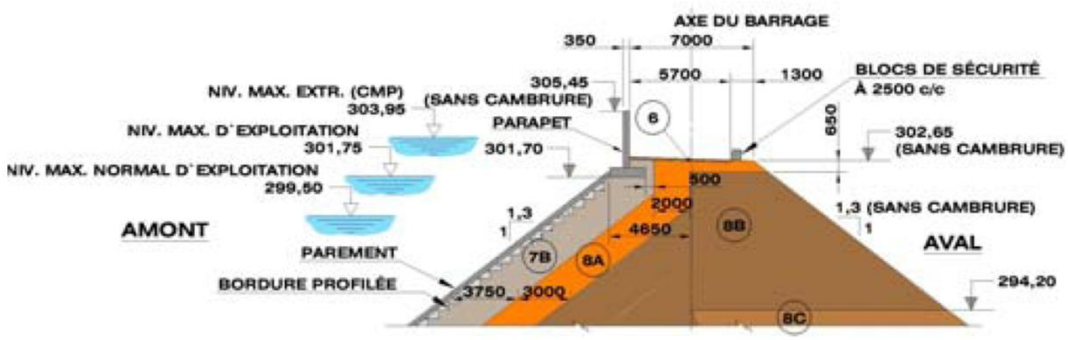

Figure 8-12 : Coupe type du barrage de la Toulnustouc(Bouzaiène, et al., 2006)

L'Infiltration

Les études des facteurs de sécurité suivant nécessite de connaître la nature de l'infiltration.
La hauteur de la lame d'eau au-dessus du parapet (Lame) gouverne l'infiltration de l'eau dans les enrochements, de cette hauteur dépendent la longueur d'infiltration (l_0) et dans le cas où l_0<L_3 (L_3 correspond à la longueur de crête), la hauteur d'eau à l'aval de la crête (h_e) (Figure 6).

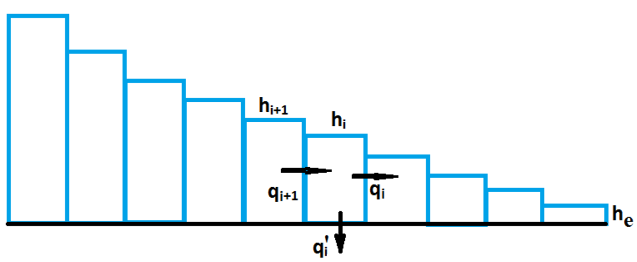

Figure 6 : Calcul de l'infiltration dans la crête

À chaque section i, le système d'équations suivant est résolu.

[13] $$q_i = mL\sqrt{2gh_i^3}$$

[14] $$q'_i = C_d\sqrt{2gh_iS_{\inf}^{\ 2}}$$

[15] $$q_{i+1} = q_i + q'_i$$

[16] $$h_{i+1} = (\frac{q_{i+1}}{m\sqrt{2g}})^{2/3}$$

Avec
q_i : débit horizontal à l'aval de la section i (m^3/s)
q'_i : débit vertical à la section i (m^3/s)
q_{i+1} : débit horizontal à l'amont de la section i (m^3/s)
h_i : hauteur d'eau à la section i (m)
h_{i+1} : hauteur d'eau à la section i+1 (m)

On obtient de cette manière le débit à l'amont de la crête. On procède par essais successifs en changeant h_e afin d'obtenir le débit amont correspondant au débit de submersion.
Les forces de pressions verticales et horizontales sont calculées respectivement à partir des formules [13] et [14].

[17] $$V_i = \frac{h_{ieau} + h_{i+1eau}}{2} * \gamma_{eau} * S_i * \sin\theta_i$$

[18] $$H_i = \frac{h_{ieau} + h_{i+1eau}}{2} * \gamma_{eau} * S_i * \cos\theta_i$$

Avec
h_{ieau} : Hauteur d'eau surplombant le pied amont du bloc i (m)
S_i : Aire de la surface du bloc i en contact avec l'eau (m^2/m)
θ_i : Angle d'inclinaison par rapport à la verticale du bloc i (°)
γ_{eau} : Poids volumique de l'eau (N/m^3)

Mise en mouvement des rocs en crête

Dans cette étude des scénarios de rupture, il est considéré que l'eau qui submerge le barrage s'infiltre dans la crête. Il est cependant tout à fait possible que ce débit soit trop important pour que toute l'eau s'infiltre dans la crête. Dans ce cas, l'écoulement submergeant pourrait entrainer un déplacement des rocs de la crête du côté aval. La vitesse horizontale de l'écoulement entraîne une force de traînée horizontale sur les rocs les plus à l'aval de la crête, compensée par la force de frottement due au contact avec les enrochements inférieurs, dépendant à la fois de la poussée d'Archimède et du poids du roc. L'objectif est d'étudier dans quelle mesure la force de frottement empêche la mise en mouvement du roc et pour cela de calculer le facteur de sécurité défini par le rapport de la force de frottement sur la force de trainée.
A partir de l'étude de l'infiltration dans la crête, il est possible de déterminer la hauteur d'eau à l'aval de celle-ci pour chaque hauteur de lame d'eau. Il s'agit ensuite d'effectuer un bilan des forces appliquées à l'enrochement le plus susceptible d'être entrainé (Figure 8). L'enrochement est soumis à son poids P, à la poussée d'Archimède A, à la réaction verticale du barrage R, à la force de trainé D et à la force de frottement T. L'intensité de ces forces dépend de l'angle de frottement interne des enrochements φ, du diamètre caractéristique des enrochements D, de la surface et des volumes A et V du roc perpendiculaire à la force de trainée et des masses volumiques des enrochements et de l'eau γ_{roc}et γ_{eau}.

[19] $$P = \gamma_{roc} V$$

[20] $$A = \gamma_{eau} V$$

[21] $$R = P - A$$

[22] $$D = C_D v^2 \frac{A}{2}$$

[23] $$T_{\max} = (P - A)\tan\Phi$$

[24] $$FS2 = \frac{T}{D}$$

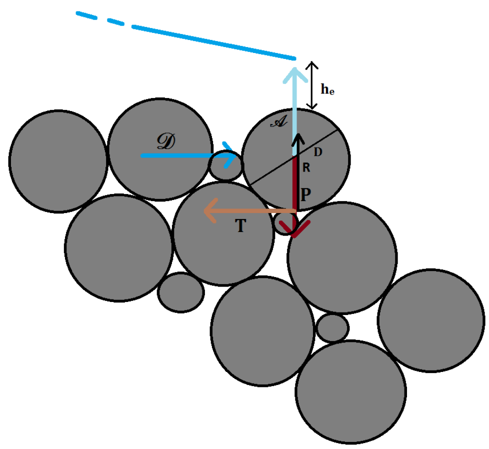

Figure 6 : Bilan des forces appliquées à l'enrochement

Mise en mouvement au seuil aval

Les expérimentations de Wilkins (1956) lui ont permis de déterminer l'existence d'un gradient limite de 1 au-delà duquel les enrochements se mettent en mouvement (théorie que l'on retrouve dans la littérature (Lafleur, 1991)). Les propriétés géotechniques de l'enrochement étant connues, il s'agit d'estimer la vitesse de l'eau au niveau où l'eau sort du barrage, c'est-à-dire non seulement là où le gradient de vitesse est le plus important, mais également là où les enrochements auront le plus de facilité à être mis en mouvement sous l'action de l'eau. Wilkins (1956) propose une méthode qui permet d'estimer la hauteur de sortie de l'eau s'infiltrant dans le barrage au niveau du parement aval. Celle-ci repose sur le principe que la hauteur d'écoulement à la sortie du barrage est la hauteur critique correspondant à un nombre de Froude égal à 1. Avec q le débit d'infiltration dans le barrage (m^3/s), e l'indice des vides des enrochements et h_s la hauteur de sortie, l'équation [22] permet de calculer la hauteur de sortie de l'écoulement du côté aval du barrage.

[25] $$h_s = \left(q^2/g * \left(\frac{1+e}{e}\right)^2 \right)^{1/3}$$

Il propose également une formule reliant vitesse de l'eau dans les vides v_v (pouce/s), le gradient hydraulique i et le rayon hydraulique m (pouce).

[26] $$v_v = 32.9 m^{0.5} i^{0.54}$$

Le débit par unité de largeur q et la hauteur de sortie h_s sont connus, n étant la porosité, la vitesse d'écoulement dans les vides est obtenue par la formule :

[27] $$v_v = \frac{q}{nh_s}$$

Il ne reste ensuite plus qu'à appliquer la formule pour connaître le gradient de sortie et le facteur de sécurité FS3 définit par :

[28] $$FS3 = \frac{1}{i}$$

Une fois que le facteur de sécurité atteint l'unité, le barrage rupture. En effet, l'enrochement le plus à l'aval se met en mouvement et quitte le barrage, il en résulte qu'un autre enrochement du parement aval prend sa place sans que le gradient de sortie n'ait changé, et donc se met en mouvement également, et ainsi de suite jusqu'à la disparition du barrage, qui va s'accélérer au fur et à mesure que le barrage s'affaisse et que la lame d'eau augmente.

Rupture du parement et du parapet

Le masque amont en béton, ainsi que le parapet à l'amont de la crête sont soumis à des charges, du fait de la poussée de l'eau et de la butée du sol. Les contraintes engendrées sont susceptibles d'entraîner la rupture de ces éléments structuraux du barrage.

Les contraintes extérieures appliquées au masque amont et au parapet sont la poussée de l'eau à l'amont, la butée du sol et le poids du masque. Les charges sont réparties, de formes rectangulaire et triangulaire et dépendent des paramètres H_{barr}(hauteur du barrage), h_p(hauteur du parapet), *Lame* (hauteur de la lame d'eau submergeant le barrage), *e* (épaisseur du masqua amont de béton), K_p(coefficient de butée du sol constituant le barrage)et des poids volumiques de l'eau, du béton et du sol.

Les calculs des efforts tranchants T et des moments fléchissants M dans le masque amont et le parapet à partir des charges présentées aux figures 11 et 12 permettent d'obtenir les contraintes de cisaillement τ et les contraintes de flexion σ dans différentes zones des éléments structuraux.

Les contraintes de cisaillement (calculées au milieu de la section) et de flexion (calculées aux extrémité extérieures) sont obtenues pour chaque cas de chargement pour le masque et le parapet, pour différentes hauteurs du masque (inférieure à la hauteur initiale après la première rupture), et différentes hauteurs d'enrochements (inférieures à la hauteur initiale après la mise en mouvement des enrochements en crête). Une fois que la répartition des contraintes est connue dans les éléments structuraux étudiés, les facteurs de sécurité peuvent être calculés. Chacun des deux facteurs de sécurité présentés dans cet article sont calculés dans trois zones de chaque élément, à l'extrémité extérieure (orientée vers l'amont), au milieu de la section et à l'extrémité intérieure.

Les contraintes aux extrémités intérieure et extérieure, ainsi qu'au milieu de la section sont données par les équations [57], [58] et [59].

[29] $$\sigma_x = \sigma(')_{masque(parapet)-ext} \qquad \tau_{xy} = 0$$

[30] $$\sigma_x = 0 \qquad \tau_{xy} = \tau(')_{masque(parapet)}$$

[31] $$\sigma_x = \sigma(')_{masque(parapet)-\mathrm{int}} \qquad \tau_{xy} = 0$$

À partir des triplets (σ_x ; σ_y ; τ_{xy}) nous pouvons calculer les contraintes principales σ_1 et σ_3 (par convention $\sigma_1 > \sigma_3$) en utilisant les propriétés du cercle de Mohr (figure 14).

[32] $$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2})^2 + \tau_{xy}{}^2}$$

[33] $$\sigma_3 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2})^2 + \tau_{xy}{}^2}$$

Masson (2009) propose un premier facteur de sécurité défini par :

[34] $$FS4 = \frac{\tau_{ff1}}{\tau_f}$$

τ_f étant la contrainte tangentielle au plan de rupture (kN/m^2) et τ_{ff1} la contrainte tangentielle au plan de rupture à la rupture (kN/m^2). Les calculs de τ_f et de τ_{ff1} nécessitent de connaître le rayon du cercle de Mohr et la distance P séparant le centre du cercle et l'origine du repère.

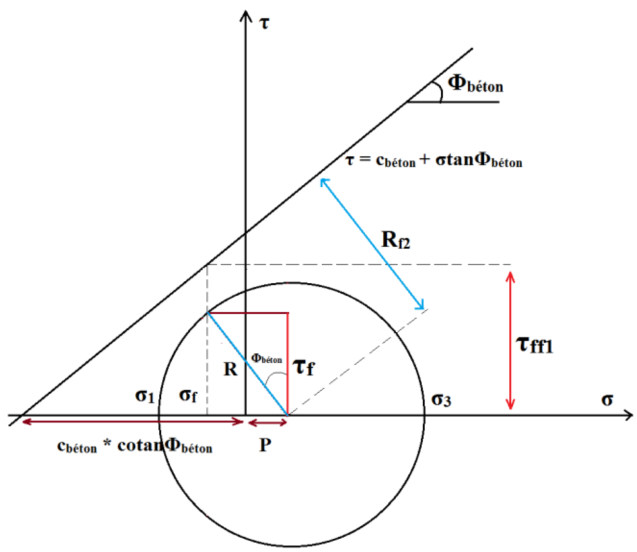

Figure 18-13 : Critère de rupture de Mohrs-Coulomb et facteurs de sécurité FS4 et FS4'

Les contraintes au plan de rupture (σ_f ; τ_f)sont obtenues en traçant la perpendiculaire à la droite de Coulomb passant par le centre du cercle de Mohrs et on calcule ensuite la contrainte de cisaillement à la rupture τ_{ff1} pour une contrainte normale valant σ_f.

[35] $$\tau_f = R\cos\Phi_{béton}$$

[36] $$\sigma_f = P - R\sin\Phi_{béton}$$

[37] $$\tau_{ff1} = \sigma_f * \tan\Phi_{béton} + c_{béton}$$

Masson (2009) propose également un deuxième facteur de sécurité FS4', correspondant au rapport du rayon du cercle de Mohr prolongé perpendiculairement jusqu'à la droite de Coulomb (R_{f2}) , par le rayon du cercle de Mohr R (figure 14).

[38] $$FS4' = \frac{R_{f2}}{R} = \frac{c_{béton} * \cos\Phi_{béton} + P * \sin\Phi_{béton}}{\frac{|\sigma_1 - \sigma_3|}{2}}$$

Résultats

Les résultats obtenus en utilisant les facteurs de sécurité sont les hydrogrammes de rupture, évalués en étudiant étape par étape la rupture du barrage dans différents cas de submersion, puis comparés à l'hydrogramme de rupture obtenus en utilisant la norme (4H, 30min). Le calcul de ce dernier est effectué en calculant à chaque pas de temps de 30 secondes le nouveau débit à la brèche en considérant une loi volume/élévation linéaire et la loi d'évacuation pour un seuil trapézoïdal épais. On obtient la courbe de la figure 15.

[39] $$Q_b = c_v k_s \left[1,7 b_1 \left(h - h_b \right)^{1.5} + 1,26 z \left(h - h_b \right)^{2.5} \right]$$

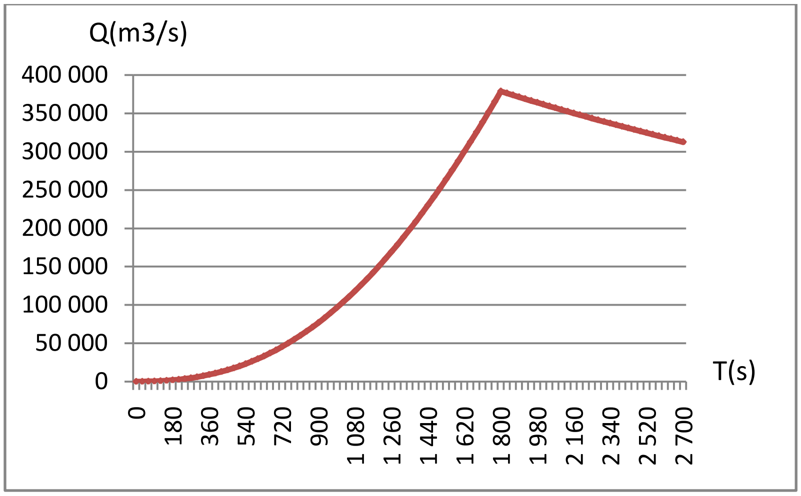

Figure 18-14: Hydrogramme de rupture en utilisant la norme (4H, 30min)

Tout d'abord, comme élément final de ces travaux, les étapes de ruptures correspondant à trois hauteurs de lame d'eau fixées sont étudiées. Ensuite, afin de se placer dans une logique d'événement, deux scénarios de ruptures correspondant l'un à une montée progressive de l'eau dans le réservoir et l'autre à une montée brusque du niveau d'eau sont également envisagés. Dans la réalisation de ces scénarios, les facteurs de sécurité correspondant à chaque mécanisme sont calculés à chaque étape de la procédure (cf figure 16), un facteur de sécurité inférieure à 1 entraine le démarrage du mécanisme de rupture correspondant.

Les lames d'eau étudiées sont de 0.4 mètre, 1.3 mètres (correspondant à la CMP si les organes d'évacuations fonctionnent parfaitement) et 1.7 mètres (hauteur d'eau limite pour que le masque amont rupture.
Dans le cas d'une lame d'eau de 0.4 mètre, le parapet est toujours en place (il casserait pour une lame d'eau supérieure à celle nécessaire à la ruine du parement amont). Le scénario présenté correspond au cas pessimiste où le parapet rupture au niveau du haut de la crête, par exemple par un déplacement des enrochements en crête causé par un mini-séisme. Les étapes et les facteurs de sécurité correspondant sont présentés au tableau 2.
Dans le cas d'une lame d'eau de 1.3 mètres, l'hypothèse retenue est que le parapet a rupturé à hauteur de la crête du barrage et qu'il y a une montée du niveau d'eau de 1.3 mètres. Le scénario est présenté au tableau 3.
Pour rappel, dans ce scénario l'eau monte brusquement à un niveau de 1.3 mètres et le parapet a rupturé. Il n'y a donc pas, comme dans le cas étudié précédemment, de période de remplissage dans le réservoir. Le mécanisme de rupture étant plus assimilable à un mécanisme d'éboulement (rapide) qu'à de l'érosion, la durée de rupture est prise égale à une dizaine de minutes. Le débit au départ est obtenu encore une fois par la formule des déversoirs pour une hauteur d'eau de 1.3 mètres (1500 m^3/s). Le débit maximal correspond dans ce cas au débit calculé à l'aide de la formule des déversoirs pour une hauteur d'eau de 77.3 mètres et une largeur de 570 mètres. La décroissance du débit est calculée à partir d'une loi volume élévation qui est dans ce cas supposée linéaire et à l'aide de la formule des déversoirs. L'hydrogramme est représenté à la figure 17.

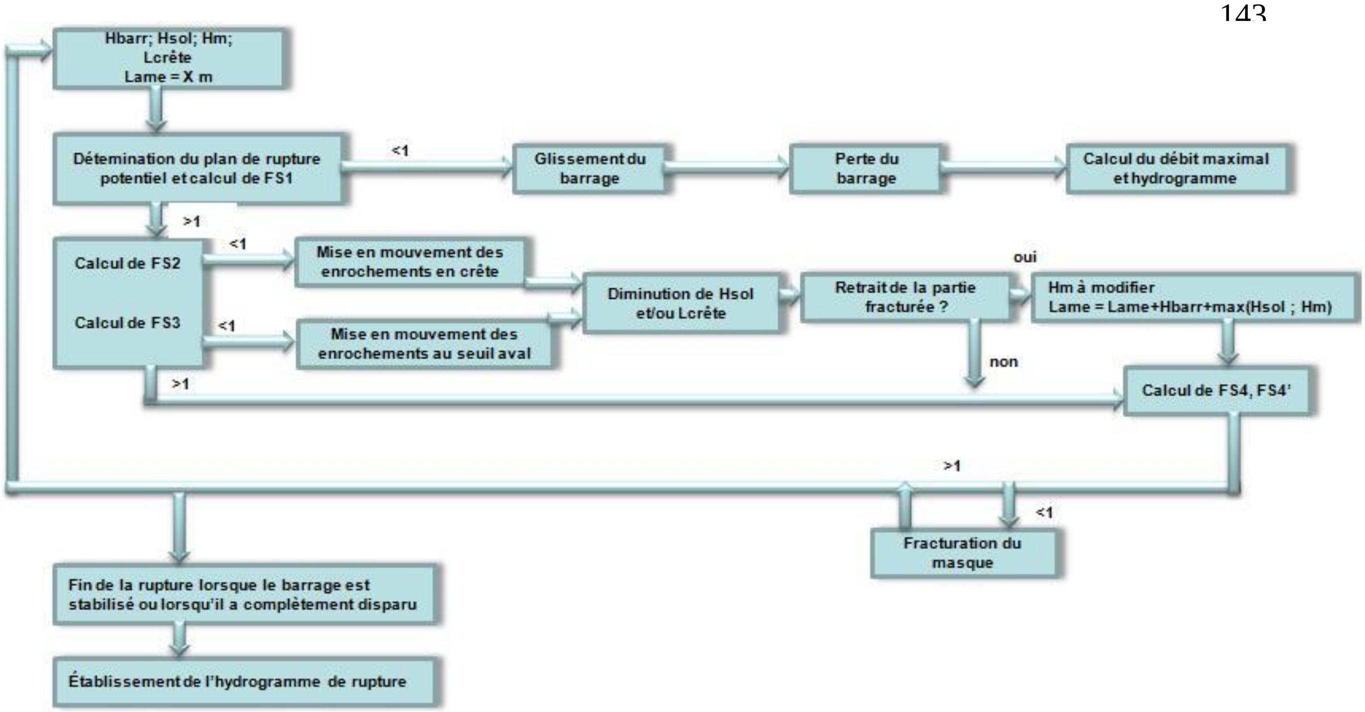

Figure 16 : Procédure de réalisation du scénario

Tableau 8-3: Scénario de rupture dans le cas d'une lame d'eau de 0.4 mètre

FS1	FS2	FS3	Hbar	Lc	FS4 (masque)	Événement
11	∞ (infiltration de toute la lame dans la crête)	0.48	76	5.4	6 en haut du masque	Départ de la première couche d'enrochement du parement aval
11	∞	0.48	76	3.7	6 en haut du masque	Départ de la deuxième couche d'enrochement du parement aval
11	∞	0.48	76	2.1	6 en haut du masque	Départ de la troisième couche d'enrochement du parement aval
11	∞	0.48	76	0.5	6 en haut du masque	Départ de la quatrième couche d'enrochement du parement aval
11	2.8	1.1	76	0.5	6 en haut du masque	Stabilisation du barrage
Stabilisation du barrage après la perte de 4 couches du parement aval et disparition de la crête. Le débit reste constant et égal à 255 m^3/s						

Tableau 8-4 : Scénario de rupture dans le cas d'une lame d'eau de 1.3 mètre

FS1	FS2	FS3	FS4 (masque)	H_{barr}	L_c	Événement
10	∞	0.18	2.59 à h =74.6 m	76	5.4	Départ de la première couche d'enrochement du parement aval
10	∞	0.18	2.59 à h =74.6 m	76	3.7	Départ de la deuxième couche d'enrochement du parement aval
10	0.92	0.22	2.59 à h =74.6 m	76	2.1	Départ de la troisième couche d'enrochement du parement aval La première couche en crête faite d'enrochement de diamètre 0.2 m est évacuée
10	5 (enrochements de 0.5 m)	0.29	2.59 à h =74.6 m 15 à la base du parapet	75.35	0.5	Départ de la quatrième couche d'enrochement du parement aval
10	3.6	0.6	2.59 à h =74.6 m 15 à la base du parapet	74.75	0.5	Départ de la cinquième couche d'enrochement du parement aval
≈10	3.6	0.6	< 1	74.2	0.5	Ruptures successives à 72 mètres, 66.5 mètres, 53.1 mètres, 25.6 mètres et à la base du parement.
Le barrage est perdu par rupture du masque amont. Le débit maximale est de 685 000 m^3/s						

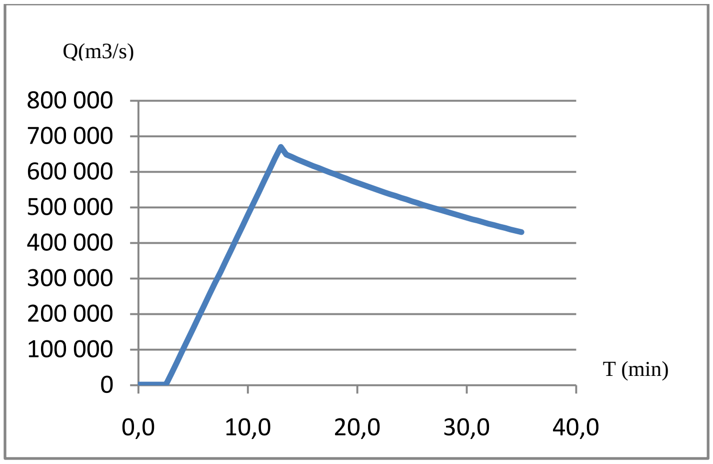

Figure 17 : hydrogramme de rupture pour une lame d'eau de 1.3 mètres

Pour une lame d'eau de 1.7 mètre, le masque amont subit une première rupture à h=74.3m. S'ensuivent des ruptures successives jusqu'à la base du barrage (à 71.4m, 65.3m, 51.9m, 22m et à la base du barrage) et donc la perte du barrage. Dans ce cas-ci, il n'est pas nécessaire de calculer les facteurs de sécurité associés aux autres mécanismes de ruptures, le parapet étant intact pour cette hauteur de lame d'eau, aucun des autres mécanismes n'aura le temps de se démarrer). Dans ce cas, l'eau du réservoir s'infiltrerait dans les fractures du masque entrainant une vidange progressive du réservoir. À terme, il pourrait y avoir également départ des enrochements du parement aval causé par un gradient de vitesse trop important.

Dans le cas d'un scénario de crue qui engendre une montée progressive de l'eau dans le réservoir, à t=0, le niveau d'eau correspond au niveau maximal d'exploitation, soit H_{exp} = 74.9 mètres. Le débit est celui de la CMP soit 5630 m^3/s. Dans le cas où l'évacuateur de crue fonctionne parfaitement, le niveau d'eau se stabilise 1.3 mètre au-dessus de la crête et par conséquent le barrage reste stable. Dans ce scénario, la situation où la capacité de l'évacuateur de crue est diminuée, par exemple par le blocage d'une vanne, est envisagée. La capacité maximale d'évacuation est de 2400 m^3/s, le cas où cette capacité est réduite à 1000 m^3/s est ici étudié. Le débit de crue est de 5630 m^3/s et le débit évacué de 1000 m^3/s. Par conséquent le réservoir se remplit avec un débit Q_r = 4630 m^3/s. Pour établir le temps nécessaire pour que le niveau d'eau atteigne la hauteur critique H_c de 1.7 mètre au-dessus de la crête, la surface du réservoir est supposée constante à partir de 74.9 mètres de S_{exp} = 24 000 ha. Puis :

[40] $$\Delta t = \frac{(H_c - H_{\exp}) * S_{\exp}}{Q_r} = 39h20$$

Lorsque la lame d'eau atteint 1.7 mètre, le masque amont rupture et il se crée des fractures. Cependant le masque reste en place et le parapet également. Les débits infiltrations sont supposés négligeables devant le débit de la crue et par conséquent le niveau d'eau continue de monter. La lame d'eau critique suivante correspond à la rupture du parapet à 2m15, elle est atteinte 6h20 après la rupture du masque amont. La rupture du parapet sur toute la longueur du barrage libère instantanément une lame d'eau de 2m15, soit un débit Q_l de 3180 m^3/s. L'augmentation de la quantité d'eau dans le réservoir continue à un débit Q_r-Q_l, soit 1450 m^3/s. Les effets de ce débit sur le volume du réservoir sont négligeables sur la période de temps correspondant aux ruptures successives du parement aval et de la crête (quelques minutes). Enfin, on applique la procédure de la figure 16. Le premier fragment de masque est emporté et cela libère une lame d'eau de 6.75 mètres. Le facteur de sécurité à la mise en mouvement en crête vaut alors 0.65. Au mécanisme de rupture par mise en mouvement du parement aval s'ajoute celui de mise en mouvement des enrochements en crête.

Tableau 8-5 : calculs successifs des facteurs de sécurité-montée progressive du niveau d'eau

FS1	FS2	FS3	FS4	H_{barr}	L_c	Événement
11.3	2.5	0.13	Masque déjà fracturé	76	5.4	Départ de la première couche d'enrochement du parement aval
11.3	1.7	0.15	Masque déjà fracturé	76	3.7	Départ de la deuxième couche d'enrochement du parement aval
11.3	1.25	0.18	Masque déjà fracturé	76	2.1	Départ de la troisième couche d'enrochement du parement aval La première couche en crête faite d'enrochement de diamètre 0.2 m est évacuée
11.3	1	0.24	Masque déjà fracturé	76	0.5	Départ de la quatrième couche d'enrochement du parement aval
11.3	0.83	0.6	Masque déjà fracturé	75.35	0.5	Départ de la cinquième couche d'enrochement du parement aval et des matériaux de type 8A en crête
Perte successives des couches du parement aval jusqu'à ce que la hauteur du barrage atteigne la hauteur de la première rupture du masque, soit 71.4 mètres.						
Lame d'eau de 6.75 m, FS2 = 0.65, la mise en mouvement en crête commence						
Perte des enrochements du barrage et départ des segments de masque fracturés au fur et à nesure que la hauteur du barrage diminue						

Le tracé de l'hydrogramme de rupture à partir du moment où le parapet casse, soit près de 46 heures après le début de la montée des eaux dans le réservoir. Le débit à t = 0 est de 3180 m^3/s. Il reste constant quelques minutes pendant que le parement aval est emporté par couches successives. Puis il atteint brusquement 17 700 m^3/s lorsque le premier segment de masque est emporté. Les augmentations suivantes du débit ont également lieu palier (pour chaque perte d'un segment du masque). Cependant, au vue de la rapidité des événements, il est supposé que l'augmentation du débit jusqu'à sa valeur maximale est linéaire et dure une dizaine de minutes (Figure 18).

Le dernier scénario étudié est dû à une hausse brutale de la lame d'eau, suite à un tassement des fondations. Le niveau d'eau initial de 74.9 mètres et le tassement de 6 mètres. Lame d'eau est par conséquent de 4.9 mètres.
Les facteurs de sécurité FS4 et FS4' sont très inférieurs à 1 (la lame est largement supérieure aux lames d'eau limites de rupture des éléments structuraux). Le masque subit des fracturations à 63 m, 49 m, 34 m et enfin à sa base, et le parapet est perdu. Le débit est alors de 10 950 m^3/s. FS2 est alors de 0.5 vis-à-vis des enrochements de type 8A qui sont évacués du barrage et FS3 = 0.09, le parement amont perd ses couches d'enrochement les unes après les autres. Les scénarios étudiés précédemment permettent d'affirmer que les couches du parement aval vont être évacuées jusqu'à ce que le niveau de la crête atteigne 63 mètres (soit le niveau de la première fracture du masque). La lame d'eau est alors de 11.9 mètres. Les calculs donnent FS2 = 0.07 et FS3 = 0.36. Par conséquent le barrage disparait, à la fois par la perte de ses enrochements en crête et au pied du parement aval. Au fur et à mesure que les enrochements sont évacués et que le niveau de la crête diminue, les segments fracturés du masque sont également évacués et le débit augmente linéairement jusqu'à atteindre sa valeur maximale. L'hydrogramme correspondant est proposé à la figure 18.
En regroupant les hydrogrammes des scénarios de montée progressive et brusque des niveaux d'eau et celui de la norme on obtient la figure 18.

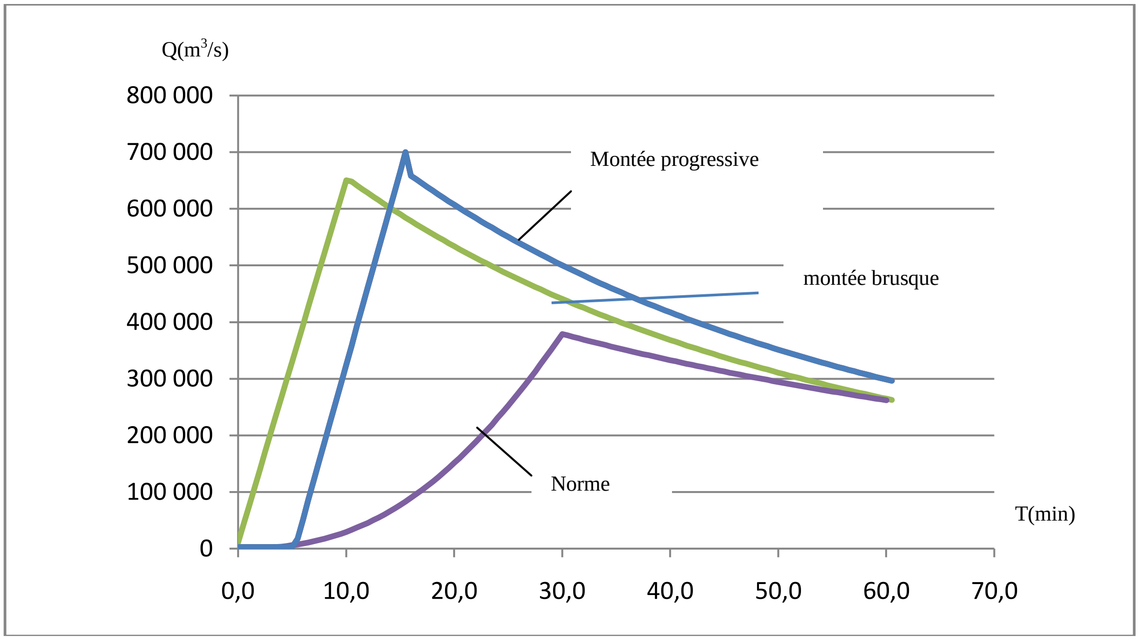

Figure 20: Comparaison des hydrogrammes de ruptures obtenus par les calculs des facteurs de sécurité avec celui obtenu avec la norme

Discussion

Tout d'abord, les paramètres utilisés dans cet étude ont été soumis à une étude de sensibilité afin de déterminer si le choix de certaines valeurs avaient une influence importante sur les résultats. Il apparait que si les variations certains de ces paramètres, tels que le coefficient de tranée, entrainent des changements appréciables dans les valeurs critiques de lame d'eau, les ordres de grandeurs sont très largement respectés et les scénarios globaux de rupture n'en sont pas affectés. La suite de la discussion porte sur les différences entre les résultats obtenus par les calculs et la norme.

La norme, dans le cas de la submersion d'un barrage en remblai, prédit une rupture de se barrage par la formation d'une brèche en 30 minutes, dont la largeur au fond sera égale à quatre fois la hauteur maximale du barrage.

Cette étude permet non seulement d'envisager davantage de mécanismes de rupture, mais également de les coupler pour prédire un scénario de rupture qui ferait intervenir tous les mécanismes possibles, ne les considérant plus seulement indépendamment les uns des autres. Elle met en avant l'importance du masque amont imperméable qui permet d'utiliser un remblai contenant beaucoup de larges vides (enrochement de grande taille) qui ne subit aucune érosion (protection contre les vagues, le vent et la pluie). Comme le montrent les résultats, la rupture n'a pas lieu dès le dépassement du barrage par la lame d'eau, mais nécessite une hauteur minimale de lame d'eau pour que le masque rupture. Dans le cas d'un parapet défectueux qui casserait au niveau de la crête, la rupture n'aurait pas non plus lieu dès la submersion (particularité de la non-érodabilité du barrage). De plus, les scénarios de rupture obtenus sont différents de celui prévu par la norme, la rupture ayant lieu par départ des enrochements au seuil aval du barrage et/ou par fracture du maque amont et non par formation d'une brèche.

Cette étude permet également de prévoir l'hydrogramme de rupture et les mécanismes de rupture mis en jeu pour des hauteurs de lame d'eau différentes, impliquant ou non la perte du barrage, ainsi que pour des scénarios impliquant des augmentation de niveau d'eau progressives. Les hydrogrammes de rupture prévus dans le cas de rupture par formation de brèche proposent une augmentation exponentielle du débit à la brèche, puis une diminution lente de celui-ci une fois le débit maximal atteint.

Les hydrogrammes obtenus dans les scénarios présentés dans cet article illustrent le type de scénario de rupture envisageable dans le cas de barrages en enrochements avec masque amont de béton et d'une submersion, c'est-à-dire une perte très rapide du barrage dès l'initiation de la rupture et par conséquent une augmentation rapide du débit, suivie d'une diminution du débit relativement rapide comparée à la norme. Mais les remarques les plus importante concerne le débit maximale, il est effet beaucoup plus important que celui prévu par la norme, et l'importance de l'infiltration et des écoulement dans le barrage dans la rupture.
Tout d'abord, la norme prévoit une largeur de rupture égale à 4 fois la hauteur du barrage. Dans le cas de barrages en terre qui subissent de l'érosion, la rupture commence en effet dès la submersion à un endroit précis du barrage (le plus bas) et toute l'énergie de l'écoulement est concentrée dans l'agrandissement de cette brèche vers le bas, avec un élargissement qui mène à la stabilité des pentes. Cependant, dans le cas de barrages en enrochements, l'initiation de la rupture n'est pas la même. La lame d'eau initiale qui entraine la rupture est déversée sur toute la longueur du barrage et pas conséquent, celui-ci rupture sur toute sa longueur, causant un débit maximal supérieur à celui prévu par la norme.
De plus, l'infiltration relativement faible nécessaire pour causer une perte des enrochements du barrage et une rupture du barrage met en avant la sensibilité de ce type de barrage aux ruptures du masque entrainant des infiltrations dans le barrage. Il faut cependant noter que les armatures dans le masque limiteront grandement les tailles des fractures et par conséquent les infiltrations.
Pour finir, les facteurs de sécurité limites ont été pris égaux à 1. Dans un souci de sécurité, ils auraient pu être pris par exemple égaux à 1,3, ce qui aurait donné des résultats encore plus pessimistes.

Cette étude tend à infirmer l'applicabilité de la norme au type de barrage étudié, en effet, de par l'absence d'érosion du fait de la grande taille des enrochements, la submersion peut ne causer aucune rupture, mais peut également résulter en une perte du barrage rapide et plus lourde de conséquence que ne le prévoirait la norme.
Elle mériterait d'être généralisée à d'autres barrages du même type afin de vérifier si les conclusions dans le cas présenté ici sont applicables à tous les barrages du type enrochements à masque amont de béton. Si tel était le cas, cela mettrait en avant la nécessité de revoir les mesures de sécurité prévues dans le cas de la submersion de tels barrages en remblai